

Experimentelle Bewertung der Schubtragsicherheit von Stahlbetonbauteilen

Experimental Evaluation of the Shear Bearing Safety of Reinforced
Concrete Members

Von der
Fakultät Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Dresden
zur Erlangung der Würde eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte

DISSERTATION

von
Dipl.-Ing. GREGOR SCHACHT
geboren am 24. März 1983 in Schwerin

Gutachter:
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx

eingereicht am: 17.06.2014
verteidigt am: 18.09.2014

Vorwort

Mein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach, nicht nur für die Möglichkeit der Anfertigung dieser Arbeit, sondern für die wissenschaftliche Betreuung, das entgegengebrachte Vertrauen sowie die Möglichkeiten und Freiheiten, um auch mal über den Tellerrand des eigenen Themas hinauszuschauen und so Blick für das Große und Ganze nie zu verlieren.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx danke ich ganz besonders. Seine Ermutigungen führte überhaupt erst dazu, dass ich diese Arbeit angefangen und zu Ende geführt habe. Er stand mir immer für Diskussionen, sei es fachlich oder privat, zur Verfügung und motivierte mich auch in Zeiten, in denen das Glück nicht auf meiner Seite stand.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Guido Bolle danke ich für die intensive wissenschaftliche Zusammenarbeit. Die gemeinsamen Fachgespräche bei Labor- oder in-situ Versuchen führten zu einer besonders vertieften Hinterfragung von Sachverhalten und Ansichten.

Meinen Kollegen vom Institut für Massivbau und dem Otto-Mohr-Laboratorium danke ich für die kollegiale Zusammenarbeit während meiner Zeit am Institut. Besonders möchte ich hierbei Silvia Haubold, Laura Ritter, Robert Ritter, Enrico Lorenz, Robert Zobel und Sebastian Wilhelm nennen – vielen Dank für die schöne gemeinsame Zeit.

Meinen Kollegen Robert Koschitzki und Frank Liebold vom Institut für Photogrammetrie und Fernerkundung der Technischen Universität Dresden danke ich für die stets interessante, innovative und freundschaftliche Zusammenarbeit. Ihre Entwicklung des photogrammetrischen Messsystems war eine unverzichtbare Voraussetzung für das Gelingen dieser Arbeit.

Ich bedanke mich auch bei allen Kollegen der anderen Institute, mit denen ich in den letzten Jahren eine schöne Zeit verbracht habe. Besonders danke ich Wolfgang Weber, Sarah-Christin Mietz, Frank Beyer, Lars Sieber und Lutz Tautenhahn.

Allen Studenten und Hiwis danke ich für die Unterstützung bei der Bearbeitung dieses Themas und auch für die Möglichkeiten sich mal mit ganz anderen Dingen im Bauingenieurwesen zu beschäftigen, die mindestens genauso spannend sind, wie das Thema des Schubtragverhaltens.

Den Mitarbeitern der Projektpartner von der Leibniz Universität Hannover und vom Ingenieurbüro für Bauwerkserhaltung Weimar GmbH danke ich für die große Unterstützung bei der Durchführung der Labor- und in-situ Versuche.

Der größte Danke gilt meinen Freunden und meiner Familie für ihre stete Unterstützung, Ermunterung und ihr Verständnis. Meiner Frau Katja danke ich dafür, dass sie immer zu mir gestanden hat, mich motiviert hat und vor allem für ihr Verständnis für das ein oder andere Arbeitswochenende.

Diese Arbeit war nur möglich durch die finanzielle Unterstützung der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ des BBR und der „ESF Landesinnovationspromotion“, wofür ich mich bedanke.

Dresden im September 2014

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	1
1.1. Problemstellung	1
1.2. Zielstellung und Aufbau der Arbeit	2
2. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung	5
2.1. Geschichtliche Entwicklung	5
2.2. Aktuelle Praxis	7
2.2.1. Grundlagen der experimentellen Tragsicherheitsbewertung	7
2.2.2. Übertragung auf nicht direkt probebelastete Bauteile	13
2.2.3. Belastung	14
2.2.4. Messtechnik	17
2.3. Bekannte Versuchsgrenzlastindikatoren	18
2.4. Belastungsversuche im Ausland	23
2.5. Vorankündigung des Versagens von Stahlbetonbauteilen	29
2.6. Experimenteller Nachweis der Schubtragsicherheit	31
3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen	35
3.1. Schubprobleme im Stahlbetonbau	35
3.1.1. Schub – Einwirkung und Beanspruchung	35
3.1.2. Geschichtliche Entwicklung der Schubbemessung	38
3.1.3. Vergleich der Schubwiderstände von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung	45
3.2. Schubtragverhalten von Stahlbetonbalken	47
3.2.1. Tragverhalten im Zustand I	47
3.2.2. Tragverhalten von Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung im Zustand II	47
3.2.3. Tragverhalten von Stahlbetonbalken mit Schubbewehrung im Zustand II	50
3.2.4. Mechanismen der Schubkraftübertragung	51
3.3. Einflussfaktoren auf das Schubtragverhalten	52
3.3.1. Schubslankheit	53
3.3.2. Längsbewehrung	54
3.3.3. Verbundverhalten	59
3.3.4. Belastungsart	63
3.3.5. Mitwirkende Breite	66
3.3.6. Vorspannung	67
3.3.7. Weitere Einflussfaktoren	68
4. Messen bei Querkraftversuchen	69
4.1. Einführung	69
4.2. Messen im Stahlbetonbau	70
4.3. Chronologische Entwicklung der Messtechnik bei schubbeanspruchten Stahlbetonbauteilen	71
4.3.1. Erste Epoche (Ende des 19. Jahrhunderts bis 1930)	72
4.3.2. Zweite Epoche (Ende der 1950er Jahre bis Mitte der 1970er Jahre)	73

4.3.3.	Dritte Epoche (Ende der 1990er Jahre bis heute)	75
4.3.4.	Klassifikation der Messaufgaben und der verwendeten Messtechnik	76
4.4.	Photogrammetrie	78
4.4.1.	Anwendung der Photogrammetrie im Massivbau	78
4.4.2.	Anwendung der Photogrammetrie bei Schubversuchen	79
4.4.3.	Grundlagen des an der TU Dresden entwickelten Photogrammetrie-Systems	81
4.5.	Schallemissionsanalyse	84
4.5.1.	Grundlagen der Schallemissionsanalyse im Beton- und Stahlbetonbau	84
4.5.2.	Beurteilungskriterien der parameterbasierten SEA	89
4.5.3.	Anwendung der SEA bei Schubversuchen	94
4.5.4.	Anwendung der SEA bei Stahl- und Spannbetonbauteilen in-situ	98
4.6.	Verformungsmessung	100
4.6.1.	Vertikal- und Diagonalverformungen	100
4.6.2.	Bereichsweise Verformungs- und Neigungsmessung	102
5.	Experimentelle Bewertung des Tragzustandes bei Schubbeanspruchung	105
5.1.	Vorbemerkungen	105
5.2.	Wann ist der Riss ein Riss – Die Vorankündigung als Frage des Betrachtungsmaßstabs	105
5.2.1.	Phänomenologische Beschreibung der Rissentwicklung	105
5.2.2.	Entwicklung schräger Risse	109
5.3.	Entwicklung von Versuchsgrenzlastindikatoren	115
6.	Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung	119
6.1.	Versuchsplanung und -ziel	119
6.2.	Versuchsdurchführung	122
6.2.1.	Messtechnik	122
6.2.2.	Belastungsregime	123
6.3.	Versuchsergebnisse der Balken ohne Bügelbewehrung	125
6.3.1.	Balken BO01	125
6.3.2.	Balken BO02	129
6.3.3.	Balken BO03	133
6.3.4.	Balken BO04	137
6.4.	Versuchsergebnisse mit schwacher Bügelbewehrung	140
6.4.1.	Balken BQ01	140
6.4.2.	Balken BQ02	143
6.4.3.	Balken BQ03	147
6.4.4.	Balken BQ04	150
6.5.	Versuchsergebnisse mit stärkerer Bügelbewehrung	153
6.6.	Zusammenfassung und Vergleich der Ergebnisse	153
6.6.1.	Tragfähigkeit und Versagensart	153
6.6.2.	Versagensablauf und Vorankündigung	156
6.6.3.	Bewertung der eingesetzten Messverfahren	160
6.6.4.	Bewertung der Ergebnisse hinsichtlich der sicheren Detektion der Versuchsgrenzlast	162
7.	Empfehlungen für die experimentelle Tragsicherheitsbewertung schubgefährdeter Konstruktionen	165
7.1.	Vorbemerkung	165

7.2. Ausschluss der Schubbruchgefahr	165
7.3. Experimentelle Bewertung	169
8. Zusammenfassung und Ausblick	173
8.1. Zusammenfassung	173
8.2. Ausblick	175
A. Anhang Schallemissionsanalyse	197
A.1. Parameterbasierte SEA – weitere Beurteilungskriterien	197
A.2. Ergänzungen zur Anwendung der SEA im Stahlbeton- und Spannbetonbau	203
B. Anhang Materialprüfung	207
B.1. Betonage der Serien BO und BS	207
B.2. Betonage der Serie BQ	207
C. Anhang Versuchsdurchführung	209
C.1. Balken BO01	209
C.2. Balken BO02	211
C.3. Balken BO03	213
C.4. Balken BO04	215
C.5. Balken BQ01	217
C.6. Balken BQ02	219
C.7. Balken BQ03	221
C.8. Balken BQ04	223
C.9. Balken BS01	225
C.10. Balken BS02	226
C.11. Balken BS03	227
C.12. Belastungsregime für die Balken BS01, BS02 und BS03	228
D. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BO	229
D.1. Balken BO01	229
D.2. Balken BO02	232
D.3. Balken BO03	237
D.4. Balken BO04	242
E. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BQ	247
E.1. Balken BQ01	247
E.2. Balken BQ02	251
E.3. Balken BQ03	254
E.4. Balken BQ04	257
F. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BS	261
F.1. Balken BS01	261
F.2. Balken BS02	264
F.3. Balken BS03	266
G. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BS	269
G.1. Balken BS01	269
G.2. Balken BS02	272
G.3. Balken BS03	275

1. Einleitung

1.1. Problemstellung

Bauingenieure haben die Aufgabe, die Sicherheit von baulichen Anlagen und Konstruktionen während der geplanten Nutzungszeit zu gewährleisten. Beim Entwurf von neuen Bauwerken wird dies durch die Einhaltung von baustoff-, konstruktions- und projektspezifischen Anforderungen erreicht, die sicherstellen, dass das Bauwerk allen Einwirkungen mit einer ausreichenden Zuverlässigkeit widersteht und in einem gebrauchsfähigen Zustand bleibt. Damit ist eine ausreichende Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit und auch die Tragsicherheit einer Konstruktion sichergestellt. Die Bestimmung und Bewertung dieser Tragsicherheit erfolgt in der Regel auf rechnerischem Wege. Eine möglichst zuverlässige rechnerische Beurteilung erfordert ausreichende Informationen über die Einwirkungen, die Geometrie und die Werkstoffeigenschaften des Tragwerks sowie ein hinreichend mit der Realität übereinstimmendes Rechenmodell.

Auch für bestehende Tragwerke müssen in gewissen Fällen (Umnutzung, Lasterhöhung o. ä.) Bewertungen der Tragsicherheit durchgeführt werden. Die rechnerische Bewertung bestehender Konstruktionen ist häufig problematisch, weil fehlende Bestandsunterlagen, Unklarheiten über den statischen Lastabtrag oder unbekannte Bewehrungsführungen eine belastbare Nachweisführung erschweren bzw. unmöglich machen. In derartigen Fällen stellt die experimentelle Tragsicherheitsbewertung (auch Belastungsversuch oder Probelastung), alternativ und ergänzend zur Berechnung ein Verfahren zur sicheren und gleichzeitig wirtschaftlichen Beurteilung der Tragsicherheit dar. Dies ermöglicht in vielen Fällen eine wirklichkeitsnahe Einschätzung der Trageigenschaften und eine Erschließung von Tragreserven, so dass aufwendige Verstärkungsmaßnahmen oder gar ein Ersatzneubau nicht erforderlich sind.

Bei Belastungsversuchen wird mit Hilfe einer selbstsichernden hydraulischen Belastungstechnik die erforderliche Versuchslast kontrolliert in die zu bewertende Konstruktion eingeleitet. Die infolge dieser Belastung auftretenden Reaktionskräfte werden an den Auflagern rückverankert, so dass ein Kräftekreislauf innerhalb der untersuchten Konstruktion ohne Beanspruchung weiterer Bauwerksteile erzeugt wird (siehe Abbildung 1.1).

Die durch die Belastung verursachten Bauteilreaktionen (i. d. R. Verformungen, wie z. B. Durchbiegungen, Dehnungen, Verschiebungen) werden zeitgleich mit der einwirkenden Kraft permanent elektrisch gemessen. Belastungs- und Verformungsdaten werden online auf dem Monitor eines PC dargestellt und nach zuvor festgelegten, maßgebenden Kriterien bewertet. Im Versuch wird die Belastung nach einer festgelegten Be- und Entlastungsfolge stufenweise bis zu Versuchszielast F_{Ziel} gesteigert, ohne dass dabei die Versuchsgrenzlast F_{lim} überschritten werden darf. Die Versuchszielast ergibt sich aus der nachzuweisenden Einwirkung auf die Konstruktion (charakteristische Belastung) zuzüglich aller Sicherheitsbeiwerte. Als Versuchsgrenzlast gilt die Belastung, bei der gerade noch keine Schädigung auftritt, welche die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit im künftigen Nutzungszeitraum beeinträchtigt.

Durch die Verknüpfung von Messwerten der einwirkenden Kraft mit denen einer oder mehrerer ausgewählter Bauteilreaktionen erhält man einen entsprechenden Einwirkungs-Reaktions-Zusammenhang. Sofern dieser bestimmte Spezifika aufweist, welche geeignet sind, das Erreichen der Versuchsgrenzlast rechtzeitig anzuzeigen, wird dieser Zusammenhang insgesamt Versuchsgrenzlastindikator

1. Einleitung

genannt. Die für das Erreichen der Versuchsgrenzlast maßgebenden Spezifika sind die Versuchsgrenzlastkriterien.



Abb. 1.1.: Rückverankerung des Belastungsrahmens in die Wände unterhalb des zu untersuchenden Stahlbetonunterzugs

Um sicherzustellen, dass die Versuchsgrenzlast nicht überschritten wird, muss das untersuchte Bauteil ein ausreichendes „Ankündigungsverhalten“ aufweisen, wobei sich der Begriff „Ankündigung“ hier auf die Versuchsgrenzlast, also auf die Vermeidung einer nicht tolerierbaren Schädigung, und nicht auf die Traglast im Grenzzustand der Tragfähigkeit bezieht. Tragwerke mit geringem Ankündigungsverhalten, wie z. B. Stahlbetonkonstruktionen ohne oder mit sehr geringer Querkraftbewehrung und einige Tragwerke aus Spannbeton, können daher mit den bisher angewendeten Techniken nur in Ausnahmefällen einem Belastungsversuch unterzogen werden. Hier können schon geringe Strukturveränderungen eine intolerable Schädigung, einen unzulässigen Verlust an Vorspannkraft oder gar eine Reduzierung der Tragfähigkeit zur Folge haben, so dass im Falle eines Belastungsversuches die maßgebenden Versuchsgrenzlastindikatoren weit auf der sicheren Seite festgelegt werden müssen.

Ein besonderes Kennzeichen des Versagens von Bauteilen ohne oder mit zu geringer Querkraftbewehrung ist, dass hier im Unterschied zu den duktilen Versagensarten bereits die Bildung oder das Wachstum von Rissen als Schädigung aufgefasst werden müssen. Die heute bei Belastungsversuchen üblicherweise verwendeten Standardmessverfahren (Messung von Globalverformungen oder Dehnungen) sind für die Wahrnehmung derart kleiner Strukturveränderungen nicht bzw. kaum geeignet, weil bei diesen Messverfahren Nichtlinearitäten erst vergleichsweise spät angezeigt werden bzw. im Falle von Dehnungsmessungen der Ort des Auftretens der Strukturveränderung (z. B. der Ort der Rissbildung) vorher genau bekannt sein muss.

1.2. Zielstellung und Aufbau der Arbeit

Ziel dieser Arbeit ist es, die oben aufgezeigte Lücke hinsichtlich der Detektion einer kritischen Schubschädigung zu schließen. Damit ist zukünftig eine Grundlage für die sichere experimentelle

Bewertung von Konstruktionen zu schaffen, die eine Gefährdung eines spröden Schubversagens aufweisen.

Um dieses Ziel zu erreichen, wird ein zweigeteilter Ansatz verfolgt, der zunächst die theoretische und anschließend die experimentelle Bewertung behandelt:

1. Theoretische Beurteilung und Ausschluss der Schubbruchgefahr,
2. Versuchstechnische Bewertung der Schubtragsicherheit.

Zu Beginn der Arbeit werden die geschichtliche Entwicklung und der aktuelle Stand des Wissens zur experimentellen Tragsicherheitsbewertung bestehender Konstruktionen vorgestellt. Es werden die Grundlagen und Hintergründe der Sicherheitstheorie und der vorhandenen Bewertungskriterien für Belastungsversuche erläutert und gezeigt, welche Unterschiede in der Durchführung und Bewertung von Belastungsversuchen im internationalen Vergleich existieren. Ausführlich wird im zweiten Kapitel die Frage des Ankündigungsverhaltens von Stahl- und Spannbetonbauteilen diskutiert und mögliche Aufgabenstellungen von experimentellen Untersuchungen zur Schubtragsicherheit beschrieben.

Das dritte Kapitel behandelt die theoretischen Schubprobleme im Stahl- und Spannbetonbau. Die verschiedenen Konstruktionsformen werden stets unterschiedlich auf Schub beansprucht, so dass eine pauschale Beantwortung der Frage einer potentiellen Schubgefährdung nicht möglich ist und in jedem Einzelfall geprüft werden muss. Es wird die Entwicklung der normativen Schubbemessung nachvollzogen und eine Übersicht erarbeitet, die es erlaubt, die historischen Regelungen zur Bemessung gegen Schubkräfte mit heutigen Normansätzen vergleichen zu können. Das Schubtragverhalten ist von zahlreichen Einflussfaktoren abhängig, von denen die wichtigsten vorgestellt und hinsichtlich ihres Einflusses auf das Trag- und Verformungsverhalten sowie auf die Versagensvorankündigung beschrieben werden.

Um bereits geringe Strukturveränderungen während des Versuches früh messtechnisch erfassen zu können, wurde in dieser Arbeit eine Kombination von Messverfahren verwendet, die es erlauben, flächige bzw. volumenhafte Verformungsinformationen zu gewinnen. Dazu wurden die Nahbereichsphotogrammetrie, die Schallemissionsanalyse (SEA) sowie bereichsweise Krümmungsmessungen und herkömmliche Verformungsmessungen verwendet und die Messergebnisse hinsichtlich ihrer Eignung und Anwendbarkeit zur Identifikation von sehr geringen Strukturveränderungen miteinander verglichen. In Kapitel 4 wird zunächst der Stand des Wissens zum Einsatz von verschiedenen Messtechniken bei Schubversuchen im Stahl- und Spannbetonbau dargestellt und anschließend die hier verwendeten Messtechniken und deren Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen beschrieben.

In Kapitel 5 werden die phänomenologischen Prozesse der Rissentstehung in Beton behandelt. Dabei wird zunächst die Rissbildung im Allgemeinen betrachtet und anschließend die Besonderheiten der schrägen Rissentwicklung untersucht. Die Betrachtungen zum Schädigungsverlauf bei Schubversagen führen zur Beschreibung möglicher theoretischer Versuchsgrenzlastindikatoren, die eine zuverlässige Beurteilung des Tragzustandes von Bauteilen mit und ohne Schubbewehrung bei primärer Schubbeanspruchung ermöglichen.

Die durchgeführten Untersuchungen an insgesamt 11 Stahlbetonbalken ohne und mit geringer bzw. stärkerer Bügelbewehrung werden in Kapitel 6 beschrieben. Für die experimentellen Untersuchungen wurden Balken verwendet, weil diese im Vergleich zu Platten keine verdeckten Umlagerungsmöglichkeiten besitzen und so die Versagensvorankündigung direkt beurteilt werden konnte. Ziel der Versuche war die Überprüfung der entwickelten Versuchsgrenzlastindikatoren hinsichtlich ihrer Eignung zur sicheren Detektion der Versuchsgrenzlast vor Eintritt einer Schädigung, die eine

1. Einleitung

sichere zukünftige Nutzung beeinträchtigt. Dazu wurden die Versuche in drei Phasen durchgeführt. In Phase 1 wurden die Balken stufenweise belastet und bei beginnender Schubschädigung die Versuchsgrenzlasterdetektiert, der Versuch beendet und anschließend zyklische Lastwechsel auf unterschiedlichen Mittellastniveaus mit größer werdenden Lastschwingbreiten aufgebracht (Phase 2). Diese zyklischen Lastwechsel sollten zeigen, dass noch keine Beeinträchtigung des Tragverhaltens im Gebrauchszustand vorlag. Anschließend wurden die Balken in Phase 3 stufenweise bis zum Bruch belastet.

Im Rahmen der bearbeiteten Forschungsvorhaben wurden weitere experimentelle Schubuntersuchungen durchgeführt. Insgesamt wurden:

- 4 Stahlbetonbalken mit Schubslankheiten von $a/d = 2,5$ [Schacht u. a. (2011)] und [Marx u. a. (2011)],
- 2 Spannbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung [Marx u. a. (2011)] und [Marx u. a. (2013)],
- 5 Spannbetonhohlplatten in-situ sowie 2 Spannbetonhohlplatten im Labor [Marx u. a. (2013)] und
- 1 Spannbetonbrückenträger ohne schlaffe Bewehrung [Bolle u. a. (2014)]

experimentell hinsichtlich ihres Schubtragverhaltens und Vorankündigungsverhaltens untersucht. Durch diese Versuche konnten zusätzliche Erfahrungen in der Bewertung des Schubversagens anderer Bauteile und Konstruktionsarten gesammelt werden, die für die Beurteilung der gefundenen Versuchsgrenzlasterkriterien hinsichtlich ihrer Eignung und Anwendung sehr wichtig waren.

In Kapitel 7 werden die Ergebnisse und Erkenntnisse der Arbeit in Empfehlungen zusammengefasst, die zum einen zeigen, in welchen Fällen die Gefahr eines Schubversagens bereits im Vorfeld eines Versuches ausgeschlossen werden kann und zum anderen erläutern, wie eine experimentelle Untersuchung der Schubtragsicherheit vorzubereiten, durchzuführen und zu bewerten ist. Damit ist die Voraussetzung geschaffen, dass zukünftig auch Bauteile durch Belastungsversuche untersucht werden dürfen, die bisher von der Anwendung experimentellen Tragsicherheitsbewertung ausgeschlossen waren.

Teile dieser Arbeit wurden vom Autor bereits veröffentlicht, werden hier aber, zur besseren Nachvollziehbarkeit wieder aufgeführt und ergänzt. Die Teilabschnitte 1.1, 2.2.1, 2.3, 3.1.1 und 5.2.1 wurden in ähnlicher Form bereits in [Marx u. a. (2011)], Inhalte des Abschnittes 2.1 in [Bolle u. a. (2010a)] bzw. [Bolle u. a. (2010b)] und Teile der Abschnitte 4.2 und 4.3 in [Schacht u. a. (2013a)] aufgeführt.

2. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

2.1. Geschichtliche Entwicklung

Seit der Urzeit sind Menschen bestrebt, in allen Bereichen ihres Lebens ein möglichst großes Maß an Sicherheit zu erreichen. Für das Bauwesen gilt das in ganz besonderer Weise, denn das Versagen von Bauwerken ist in der Gesellschaft viel weniger akzeptiert, als zum Beispiel das Versagen von Kraftfahrzeugen oder elektronischen Geräten. Speziell empfinden wir das Gefühl von Sicherheit, wenn wir „wissen“ oder „sehen“, dass Bauteile den entsprechenden Belastungen standhalten. Diese „Anschaulichkeit“ und das Fehlen mechanischer Theorien bzw. Berechnungsgrundlagen waren der Grund, weshalb Belastungsversuche bis ins 19. und 20. Jahrhundert den ultimativen Nachweis der Tragsicherheit für Bauteile und Bauwerke darstellten [Bolle u. Schacht (2010)].

Belastungsversuche waren im Bauwesen schon immer eine wichtige Grundlage für Erfahrungsgewinne und das Verständnis des Tragverhaltens. Aus diesem Grund wurden neue Konstruktionsformen oder Bauweisen, für die noch keine ausreichenden Erfahrungswerte existierten, stets experimentell untersucht, zum einen zur Prüfung der noch nicht ausgereiften Berechnungsmethoden und zum anderen als offensichtlicher Nachweis für die Bevölkerung.

Unfälle, fehlerhaft ausgeführte Belastungsproben und die Gefahren möglicher spröder Versagen, führten schnell zu einer Diskussion über den Sinn von Belastungsversuchen. Trotz der vielen kritischen Meinungen schlussfolgert [Ritter (1892)]: *„Belastungsproben sind immer durchzuführen, schon um die Laien zu beruhigen“*. So blieb z.B. die Belastungsprobe von Brücken das standardmäßige Mittel der Bauwerksabnahme bis weit ins 20. Jahrhundert hinein und wird in einigen Ländern auch heute noch regelmäßig praktiziert.

Für die Entwicklung des Stahlbetonbaus waren Belastungsproben ebenfalls unabdingbar, da gerade zu Beginn des 20. Jahrhunderts noch keine ausreichend sicheren Bemessungsmethoden, Konstruktionsregeln und Erfahrungen vorlagen. So wurden die meisten Tragwerke vor Inbetriebnahme einer Belastungsprobe ausgesetzt, die die Tragsicherheit nachweisen sollte.

Da die Durchführung von Belastungsversuchen ungeregelt war, erfolgte die Belastung in der Regel durch Masselasten. Als Bewertungskriterium wurde in den meisten Fällen nur die Mittendurchbiegung verwendet, ohne zulässige Grenzwerte vorzugeben. Abbildung 2.1 zeigt beispielhaft für die Vielzahl von Bauteilversuchen Belastungsproben bis zum Bruch an sogenannten Visintini-Trägern [N.N. (1904)].

Infolge der immer wieder vorkommenden Einstürze und Unfälle bei Belastungsversuchen wurde von vielen Fachleuten schon um die Jahrhundertwende die Frage nach dem Sinn bzw. dem Für und Wider von Probelastungen gestellt [Ritter (1892)], [G. (1895)], [v. Bresztovszky (1895)], [Waldner (1892)], [Robertson (1897)]. Vergleichsweise einig war man sich in der Frage, dass Planung und Durchführung von Belastungsversuchen einer einheitlichen Regelung bedürfen.

Erste Bemühungen um eine einheitliche Regelung für Probelastungen an Stahlbetonbauten waren deshalb bereits in den „Vorläufigen Leitsätzen zur Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten“ von 1904 [DBV (1904)] zu finden. Die damals noch sehr allgemeinen Hinweise wurden erst in den „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“ des Deutschen

2. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung



Abb. 2.1.: Belastungsversuche an Visintini-Trägern [N.N. (1904)]

Ausschuss für Eisenbeton von 1916 [DAfEB (1916)] präzisiert. So wurde betont, dass Probelastungen auf das unbedingt notwendige Maß zu beschränken sind und die Belastung sich frei mit dem Bauteil verformen können sollte. Erfolgreich war ein Belastungsversuch nach [DAfEB (1916)], wenn das untersuchte Bauteil die maximale Belastung auch während des zwölfstündigen Dauerstandsversuchs überstand und die bleibende Durchbiegung nach Entlastung kleiner als ein Viertel der maximal gemessenen Durchbiegung blieb.

Die Bewertung eines erfolgreichen Belastungsversuches ausschließlich anhand der Durchbiegung wurde trotz der von Anfang an geäußerten und belegten Kritik durch zahlreiche Forscher ([Bach u. Graf (1914)], [Mörsch (1908)], [Hübner (1914)], [von Emperger (1921)]) bis zum vollständigen Verschwinden der Regelung von Belastungsversuchen aus der Norm mit Erscheinen von [DIN 1045 (1972)] beibehalten. Das Vertrauen von Fachleuten und Laien war nach über 80 Jahren Erfahrung im Stahlbetonbau groß genug, um sicher zu sein, dass die Tragfähigkeit von Bauteilen mit ausreichender Genauigkeit rechnerisch bestimmt werden kann. Die aufwändige Belastungsprobe zur Abnahme war deshalb unnötig geworden.

Mit der zunehmenden Bedeutung der Bewertung bestehender Bausubstanz und der Beurteilung des Einflusses von baustofflichen oder konstruktiven Schäden auf die Tragsicherheit wurden in den 1980er Jahren die Bemühungen wieder intensiviert, die Methode der experimentellen Untersuchung der Tragsicherheit auf eine geregelte Basis zu stellen.

In der ehemaligen DDR entwickelten [Schmidt u. Opitz (1988)] die theoretischen Grundlagen für die Planung und Auswertung von Belastungsversuchen gemäß dem heutigen Bemessungskonzept. Dazu gehörte vor allem die Entwicklung eines entsprechenden Sicherheitskonzeptes auf Grundlage der heute standardmäßig verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte. Dieses gewährleistet einerseits ein etwa gleiches Sicherheitsniveau wie bei rechnerischer Bewertung der Tragfähigkeit, ist andererseits jedoch auf die spezifischen Randbedingungen von Belastungsversuchen zugeschnitten. Darüber hinaus wurden je nach zu erwartender Versagensart spezifische, differenzierte Bewertungskriterien definiert, nach denen der Tragzustand während des Versuches zu bewerten war.

Alle Handlungsregeln wurden in der Vorschrift „TGL 33407/04 - Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit aufgrund experimenteller Erprobung“ [TGL 33407/04 (1986)] zusammengestellt, so dass in der ehemaligen DDR seit 1986 Belastungsversuche wieder auf geregelter Grundlage durchgeführt werden konnten.

Das Problem der Verwendung von Massekräften zur Erzeugung der Beanspruchungen, die keine ausreichende Selbstsicherung im Versuch bieten und im Notfall nicht entfernt bzw. reduziert wer-

den können (siehe Abschnitt 2.2.3), wurde bereits 1977 von Korda [Rilem (1977)] diskutiert und später durch Steffens gelöst [Steffens u. a. (1995)]. Steffens entwickelte eine Kombination aus mobiler Belastungsvorrichtung mit Stahlelementen und hydraulischer Belastungstechnik, mit der eine ausreichende Selbstsicherung der Belastung im Versuch gewährleistet war (siehe Abschnitt 2.2).

Die rasante Entwicklung der EDV, zweckmäßig kombiniert mit elektrischer Messtechnik, erlaubte es zudem, die erfassten Daten direkt vor Ort aufzubereiten und für eine detaillierte Bewertung des Tragzustandes noch während des Versuches zu verwenden.

Die bis zur Wiedervereinigung parallel, aber getrennt ablaufenden Forschungsaktivitäten wurden nach der Wende in den EXTRA-Projekten [Steffens u. a. (1995)], [Steffens (1999)] erfolgreich zusammengeführt und führten schließlich 2000 zur Herausgabe der Richtlinie des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ [DAfStb (2000)]. Auf Grundlage dieser Richtlinie ist in Deutschland eine einheitliche Planung, Durchführung und Bewertung von Belastungsversuchen möglich.

Eine Erweiterung der Möglichkeiten der experimentellen Tragsicherheitsbewertung auf Brückentragwerke erfolgte im anschließenden Vorhaben EXTRA II [Steffens u. a. (1999)]. Es wurde das Belastungsfahrzeug BELFA entwickelt, ein mit einem kompletten servo-hydraulischen Prüfsystem ausgerüstetes Spezialfahrzeug, das hauptsächlich für die Durchführung von Probelastungen an Brücken kleiner und mittlerer Spannweite geeignet ist [Gutermann (2002)].

2.2. Aktuelle Praxis

2.2.1. Grundlagen der experimentellen Tragsicherheitsbewertung

Mit der Einführung der Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ [DAfStb (2000)] wurde die rechtliche Grundlage dafür geschaffen, dass ergänzend zum rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bestehender Bauwerke oder Bauwerksteile des Hochbaus Belastungsversuche durchgeführt werden dürfen.

Der erfolgreiche rechnerische Nachweis eines bestehenden Tragwerks setzt voraus, dass Geometrie, Lagerung, Belastung und alle Werkstoffeigenschaften ausreichend bekannt sind, um das Trag- und Verformungsverhalten gut abbilden zu können. Oft fehlen aber bei bestehenden Bauwerken diese Voraussetzungen für eine statische Nachweisführung, weil z. B. Unterlagen aus der Errichtungszeit fehlen, Schäden an der Konstruktion vorliegen, deren Einfluss auf die Tragfähigkeit nicht quantifizierbar ist, veränderte und erhöhte Nutzungsanforderungen bestehen oder der Lastabtrag in der Konstruktion unklar ist [Steffens u. a. (2002)].

Für einen rechnerischen Nachweis müssten zu viele auf der sicheren Seite liegende Vereinfachungen und Annahmen getroffen werden, durch die es zu einer Anhäufung von Sicherheitsreserven kommt [Manleitner u. a. (2001)].

Durch den experimentellen Nachweis der Tragsicherheit können diese Sicherheitsreserven aber aufgespürt und genutzt werden:

„Durch das Experiment sollen vorhandene Ungewissheiten vermindert und eine zuverlässigere Aussage über die Sicherheit während der zukünftigen Nutzungsdauer für die vorgesehene Nutzung getroffen werden“ [Spaethe (1997)].

2. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

Nach [Opitz u. a. (2011)] ergeben sich die folgenden, in der Rechnung nur schwierig zu berücksichtigenden, aber durch Belastungsversuche aufspürbaren Tragreserven:

- *tatsächlich vorhandene ebene und räumliche Tragwirkungen,*
- *wirklich auftretende Lastverteilung und Lastumlagerungen,*
- *real wirkende Auflagerbedingungen,*
- *Erfassung des wirklich vorhandenen physikalisch-mechanischen Verhaltens der Konstruktion, d. h. auch Erfassung der realen nicht-elastisch und physikalisch und geometrisch nicht-linearen Stoffgesetze,*
- *Einbeziehung der wirklich vorhandenen Baustoffeigenschaften im Bauwerk auch nach Brand, Explosionswirkung, Korrosion, Alterung und anderen Schädigungen,*
- *Einbeziehung der tatsächlich vorhandenen Geometrie einschließlich des Bewehrungsgrades und der Bewehrungslage,*
- *Mitwirkung von rechnerisch als nicht-tragend angenommenen Bauelementen,*
- *Auswirkungen von heute nicht mehr zulässigen konstruktiven Ausbildungen (Überdeckungs-längen) und*
- *Auswirkungen fehlerhafter Bauausführungen.*

Das Ziel eines Belastungsversuches ist i. d. R. nicht die Bestimmung der Tragfähigkeit eines Bauteiles, sondern der Nachweis der Tragsicherheit für eine definierte Einwirkung. Belastungsversuche weisen nach, dass der Sicherheitsabstand zwischen Einwirkung und dem Bauteilwiderstand ausreichend groß ist. Sie erbringen damit keinen direkten Nachweis der Tragfähigkeit, da dieser Grenzzustand während des Versuches explizit ausgeschlossen ist, sondern weisen die Tragsicherheit einer Konstruktion für eine vorgegebene Belastung nach [Steffens u. a. (2002)].

Belastungsversuche werden häufig auch durchgeführt, um Annahmen von Materialeigenschaften, Systemsteifigkeiten, Lagerungsbedingungen sowie Einwirkungen und Widerstände zu verifizieren und mit diesen verbesserten Informationen einen so genannten hybriden Standsicherheitsnachweis zu führen [Arnold u. a. (2009)], [Bretschneider u. a. (2012)]. Bei diesem hybriden Nachweis werden die theoretischen Modelle an experimentell ermittelten Kennwerten kalibriert und so ein wirklichkeitsnäheres Modell entwickelt. Problematisch ist allerdings die Extrapolation der experimentellen Ergebnisse aus dem Gebrauchszustand auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

[Spaethe (1994)] erläutert den Einfluss, den ein erfolgreich durchgeführter Belastungsversuch auf die Tragwerkssicherheit des untersuchten Bauteils besitzt, mit Hilfe probabilistischer Untersuchungen. Dabei betrachtet er das Sicherheitsniveau, ausgedrückt durch den Sicherheitsindex β vor, während und nach einer Probelastung und schlussfolgert, dass „aus Sicht der Sicherheitstheorie eine Probelastung nützlich, sinnlos oder gar schädlich sein kann“. Entscheidend für die Beurteilung der durch einen Belastungsversuch erreichten Sicherheit ist das im Versuch erzeugte Verhältnis zwischen aufgebrachtter Last und vorheriger Gebrauchslast. Wie in Abbildung 2.2 dargestellt, führt das Aufbringen der Versuchsziellast zu einer Reduktion des Sicherheitsindex während des Versuches, resultiert bei erfolgreicher Belastungsprobe aber in einer anschließend höheren Sicherheit, weil durch den Versuch die Kenntnisse über das Tragverhalten der Konstruktion verbessert und die Belastung ohne Versagen überstanden wurde. Da die Konstruktion im Versuch einer deterministischen Beanspruchung s_p ohne ein Anzeichen eines Versagens widerstanden hat, werden aus der Verteilungsdichtefunktion der Widerstände alle Tragfähigkeitswerte unterhalb der ertragenen Beanspruchung herausgefiltert. Dies führt zu einer Stützung der Verteilungsdichtefunktion (siehe Abbildung 2.2) und bedeutet eine Verringerung der Unsicherheiten des Widerstandes, wodurch die Sicherheit ansteigt. Diese gewonnene zusätzliche Sicherheit kann auf der Beanspruchungsseite für die Erhöhung der zulässigen Nutzlasten ΔE_k genutzt werden.

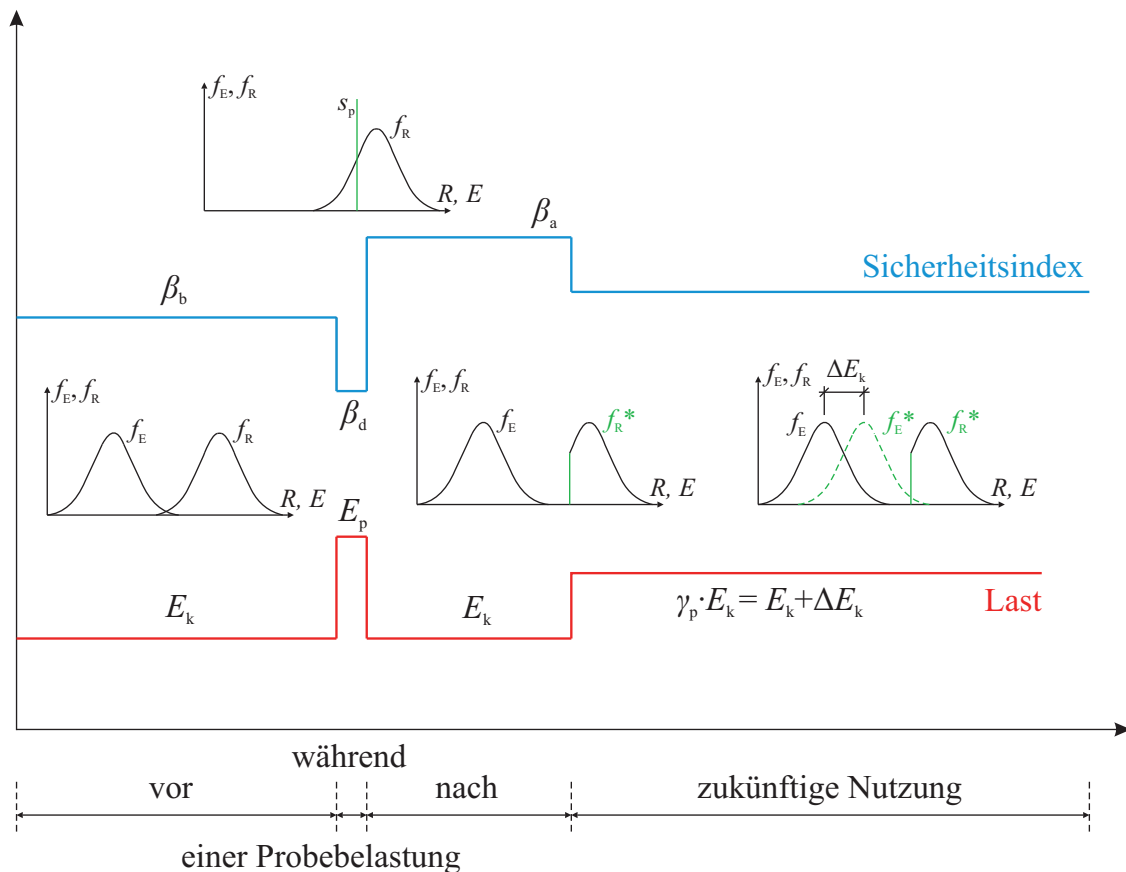


Abb. 2.2.: Beschreibung des Sicherheitsniveaus vor, während und nach einem Belastungsversuch, nach [Spaethe (1994)]

Auch zeigt [Spaethe (1994)] in seinen Berechnungen, dass eine Probelastung auf Gebrauchslastniveau keinen großen Sicherheitszuwachs bedeutet und der Sicherheitsgewinn mit wachsendem Probelastniveau zunimmt, weil nur so Schwachstellen herausgefiltert bzw. zukünftige Unsicherheiten der Einwirkung vorweggenommen werden. Der Nutzen einer Probelastung ist nach [Spaethe (1994)] umso größer, je kleiner die Streuungen in den Nutzlasten und je größer die Streuungen der Widerstandsseite sind.

[Ellingwood (1996)] kommt zu den gleichen Erkenntnissen wie Spaethe, nämlich dass die Belastung im Belastungsversuch möglichst hoch sein muss, um die Sicherheit nach dem Versuch deutlich zu erhöhen. Verschiedene weitere Forscher ([Spaethe (1997)], [Faber u. a. (2000)], [Fujino u. Lind (1977)], [Rücker u. a. (2007)]) beschäftigten sich mit der probabilistischen Bewertung von Belastungsversuchen, allerdings ist bis heute keine praxistaugliche Lösung für die Bestimmung der nötigen Versuchsziellast mit Hilfe probabilistischer Methoden vorhanden. Daher werden aktuell die Sicherheiten in Belastungsversuchen weiterhin auf Basis des semi-probabilistischen Verfahrens berücksichtigt. [Spaethe (1997)] verglich beide Vorgehensweisen an einem einfachen Beispiel, in dem sich zeigte, dass die probabilistische Sicherheitsbetrachtung wesentlich größere Versuchsziellasten ergibt als nach dem Konzept mit Teilsicherheiten. Diese Widersprüche sind bis heute nicht zufriedenstellend gelöst.

Wie bereits erwähnt, wird heute für die Planung und Bewertung von Belastungsversuchen das von [Opitz (1992)] entwickelte Verfahren auf Basis des semi-probabilistischen Sicherheitskonzeptes mit Teilsicherheitsbeiwerten angewendet. Damit wird der Belastungsversuch direkt in das auch für rechnerische Nachweise verwendete Sicherheitskonzept eingeordnet und es ergibt sich eine anschauliche Sicherheitsbetrachtung. Die Berücksichtigung der Unsicherheiten erfolgt getrennt für die

2. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

Einwirkungs- und Widerstandsseite, soll den Zufallscharakter der Einwirkungen und Widerstände beschreiben und so ein ausreichendes Sicherheitsniveau gewährleisten [GruSiBau (1981)]. Die heute verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte wurden nach [DIN EN 1990 (2010)] auf Basis der Erfahrungen des globalen Sicherheitsbeiwertes festgelegt und kalibriert. Dabei bilden die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungs- und Widerstandsseite die sogenannte Nennsicherheitszone ab und entsprechen in ihrer Gesamtheit dem früher verwendeten globalen Sicherheitsfaktor [Bierbrauer (2008)]. Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für die Einwirkungs- und γ_M für die Widerstandsseite ergeben sich aus der Multiplikation mehrerer Partialfaktoren, die die einzelnen zu beachtenden Unsicherheiten berücksichtigen sollen (siehe Tabelle 2.1). Abbildung 2.3 veranschaulicht die Zusammenhänge und zeigt die Situation für die Auswertung am Bemessungspunkt.

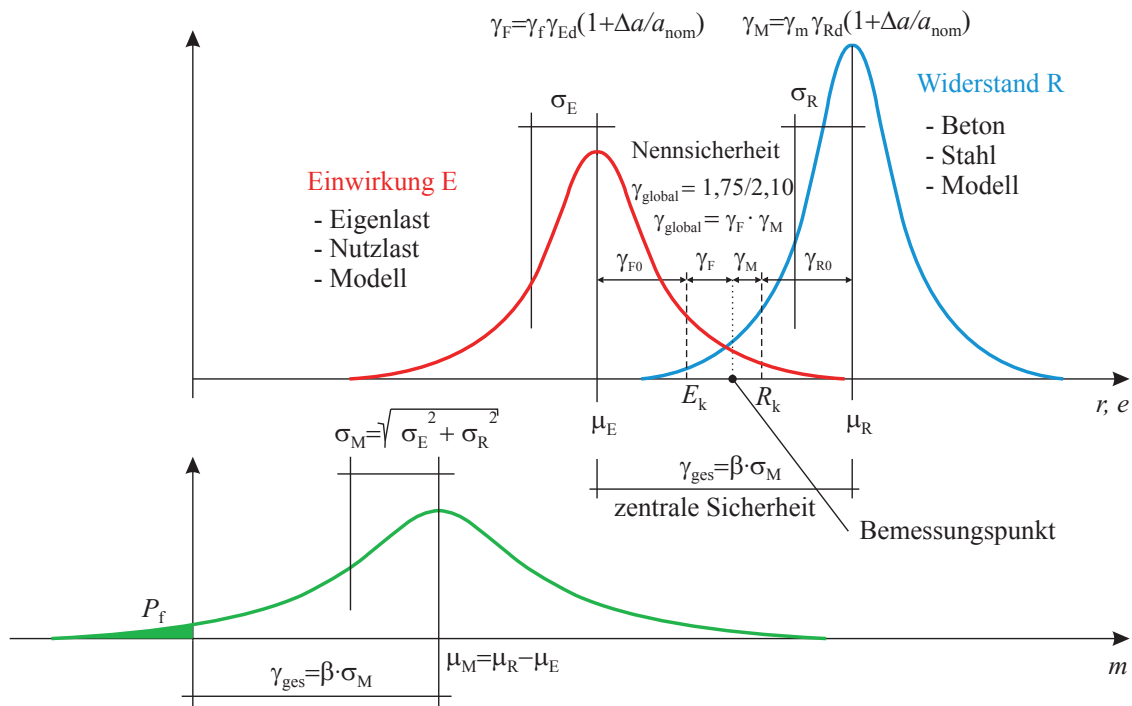


Abb. 2.3.: Zusammenhang zwischen den Sicherheitsbegriffen und den verwendeten Sicherheitsfaktoren

Die Durchführung eines experimentellen Nachweises ist stets nur in Verbindung mit einer rechnerischen Untersuchung zulässig. Auch sollte der hohe Aufwand eines Belastungsversuches erst dann in Betracht gezogen werden, wenn begleitende Berechnungen realistische Erfolgsaussichten bescheinigen. Für die notwendige rechnerische Beurteilung der Konstruktion können, abweichend zu den Regelungen für Neubauten, bei genauer Bestandsaufnahme und Messung der Eigenlasten verringerte Teilsicherheitsbeiwerte von $\gamma_{G,1} = 1,10 \dots 1,15$ berücksichtigt werden, die die verbleibenden Modellunsicherheiten der Lasten darstellen [Schäfer u. a. (1996)]. Auch auf der Widerstandsseite können durch aussagekräftige Materialuntersuchungen Teilsicherheitsbeiwerte abgemindert werden. In [Schäfer u. a. (1996)] werden reduzierte Teilsicherheitsbeiwerte für Beton von $\gamma_c = 1,4$ und für Stahl $\gamma_s = 1,1$ angegeben. Weitere Angaben zu reduzierten Teilsicherheitsbeiwerten für Bestandsbauwerke können z. B. [CEB-FIP (1991)], [Fischer (2010)] oder [DBV (2013)] entnommen werden.

Im Gegensatz zum rechnerischen Nachweis werden bei einem Belastungsversuch die Beanspruchung und die Beanspruchbarkeit direkt miteinander verglichen. Dabei liegt das zu untersuchende Bauteil mit seiner Geometrie und seinen Materialeigenschaften deterministisch vor. Damit kann im Konzept der Teilsicherheiten von Einwirkungs- und Widerstandsseite dieser Umstand explizit auf die zu berücksichtigenden Unsicherheiten übertragen werden. Aus den beim rechnerischen Nachweis

Tab. 2.1.: Aufteilung der Teilsicherheitsbeiwerte nach Einwirkungs- und Widerstandsseite, nach [DIN EN 1990 (2010)]

Einwirkungsseite		Widerstandsseite	
$\gamma_F = \gamma_f \cdot \gamma_{Ed} \cdot (1 + \Delta a/a_{nom})$		$\gamma_M = \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} \cdot (1 + \Delta a/a_{nom})$	
γ_f	Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung möglicher ungünstiger Abweichungen der Einwirkungsgröße	γ_m	Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung möglicher ungünstiger Abweichungen der Baustoffeigenschaften vom charakteristischen Wert; Streuungen des Umrechnungsfaktors η sind im Beiwert enthalten
γ_{Ed}	Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung von Unsicherheiten im Berechnungsmodell der Ein- und Auswirkungen	γ_{Rd}	Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung von Unsicherheiten im Widerstandsmodell, einschließlich geometrischer Abweichungen, soweit diese nicht explizit erfasst werden
$1 + \Delta a/a_{nom}$			
Berücksichtigung von möglichen ungünstigen Abweichungen der geometrischen Größen von den charakteristischen oder Nennwerten, sowie kumulativer Wirkungen anderer Abweichungen			

anzusetzenden Sicherheiten entfallen beim experimentellen Nachweis nach [Opitz (1992)] somit die folgenden Unsicherheiten:

- zufällige Streuungen und systematische Abweichungen der Materialeigenschaften,
- zufällige Streuungen und systematische Abweichungen der geometrischen Größen,
- systematische Fehler durch vereinfachende Rechenannahmen in der Theorie.

Durch einen Belastungsversuch werden alle Unsicherheiten in der Beurteilung des Bauteiles auf der Widerstandsseite direkt ausgeschlossen und es müssen in der Bewertung der Tragsicherheit nur Unsicherheiten der Einwirkungsseite (Unsicherheiten der repräsentativen Werte der Einwirkungen, Modellunsicherheiten der Einwirkungen und Auswirkungen der Einwirkungen) berücksichtigt werden. Der sich bei einem Belastungsversuch ergebende Zusammenhang ist anschaulich in Abbildung 2.4 dargestellt.

Der rechnerisch bestimmte Bauteilwiderstand R_d liegt aufgrund der zahlreichen Vereinfachungen in der Rechnung i. d. R. weit unterhalb des wahren Tragwerkswiderstandes $eff R_d$. Durch die messtechnische Überwachung des Trag- und Verformungsverhaltens des zu untersuchenden Bauteils im Versuch ist u. a. mit Hilfe der in Abschnitt 2.3 vorgestellten Indikatoren und Kriterien zur Bestimmung der Versuchsgrenzlasterlast F_{lim} eine Schädigung des Bauteiles ausgeschlossen und die nachzuweisende Versuchszielast F_{Ziel} kann sicher erreicht werden.

Der durch den erfolgreichen Nachweis der Versuchszielast F_{Ziel} gewonnene nutzbare Lastzuwachs ΔQ bestimmt sich aus dem extern eingetragenen Lastanteil $ext F_{Ziel}$ unter Berücksichtigung der entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungsseite. Nach [DAfStb (2000)] ergibt sich für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, obwohl dieser im Experiment noch nicht erreicht wurde, der folgende Zusammenhang zwischen extern eingetragener Versuchsziel- bzw. Versuchsgrenzlasterlast und den nachzuweisenden Einwirkungen:

$$ext F_{lim} \geq ext F_{Ziel} = \sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>l} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{Q,i} \cdot Q_{k,i} \geq 0,35 \cdot G_{k,1}. \quad (2.1)$$

2. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

Die in Gleichung (2.1) eingeführte Mindestgröße der extern eingetragenen Versuchsziellast soll sicherstellen, dass bei Bauwerken mit hohen Eigengewichtsanteilen der externe Lastanteil nicht kleiner ist als das (1,35 - 1,00)-fache des charakteristischen Wertes der während des Versuches wirksamen Eigenlasten [Manleitner u. a. (2001)]. Vorhandene Eigenlasten des Bauteils wirken während des Versuches voll mit und können für die Bestimmung des extern einzutragenden Lastanteils dementsprechend entfallen. Zusätzliche Eigenlasten müssen genau wie beim rechnerischen Nachweis mit den in [DIN EN 1990 (2012)] gegebenen Teilsicherheiten und Kombinationsbeiwerten angesetzt werden.

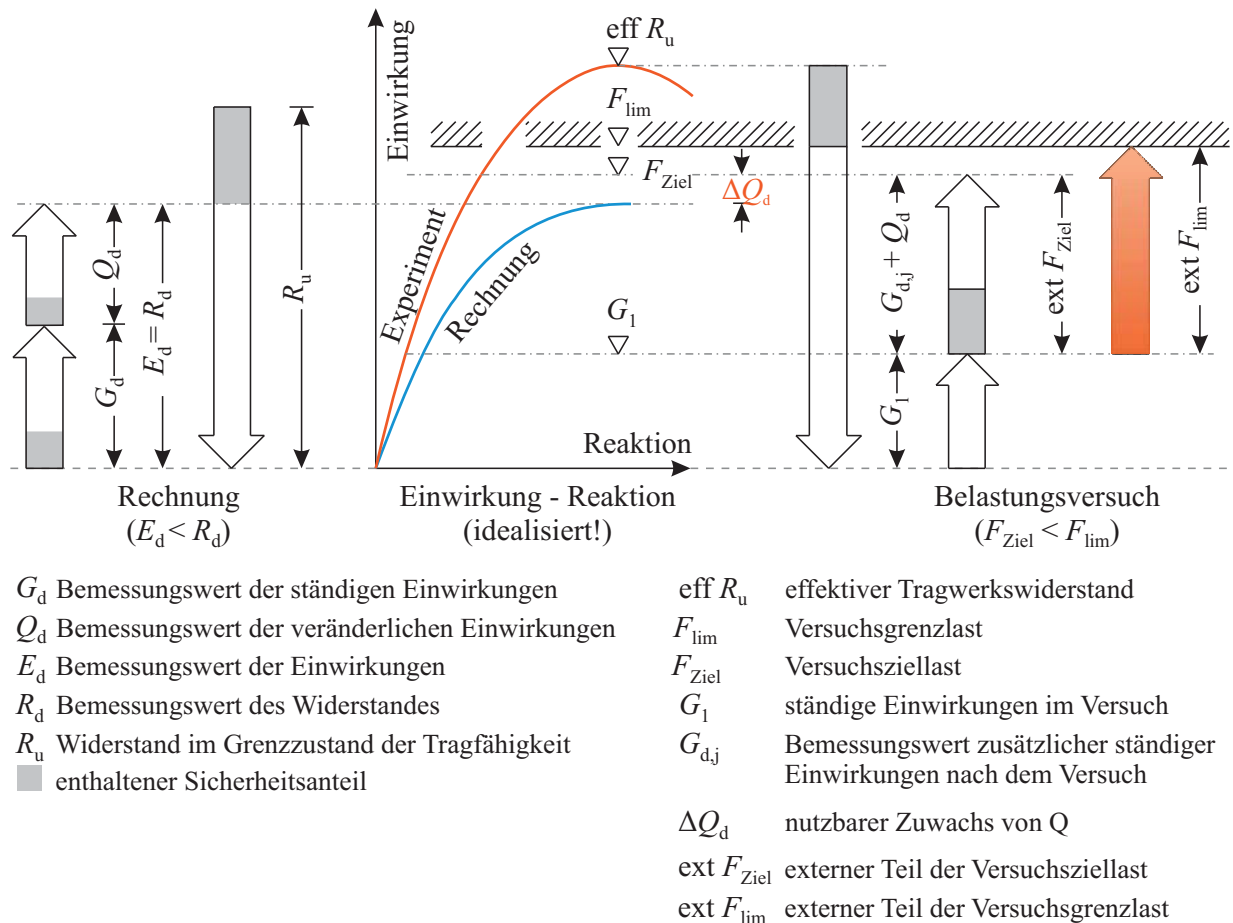


Abb. 2.4.: Einordnung der experimentellen Tragsicherheitsbewertung in das theoretische Sicherheitskonzept, nach [Steffens u. a. (2002)]

Auch wenn Unsicherheiten auf der Widerstandsseite im Versuch nicht mehr bestehen, muss beachtet werden, dass der experimentelle Nachweis nur eine Prüfung des aktuellen Zustandes ist und somit zukünftige Veränderungen in den Materialeigenschaften nicht berücksichtigt sind. Nach [Opitz (1992)] können Unsicherheiten über die zeitliche Veränderung des Widerstandes und Einflüsse, die während des Belastungsversuches nicht erfasst werden, wie auch in [TGL 33407/04 (1986)] angegeben, bei der Bestimmung der Versuchsziellast auf der Einwirkungsseite berücksichtigt werden. Durch einen zusätzlich zu berücksichtigenden Sicherheitsfaktor sollen Einflüsse, wie z. B. zeitabhängige Formänderungen durch Kriechen und Schwinden auf Zwangs- und Vorspannkräfte oder die Gewölbetragswirkung sowie ermüdungsrelevante Veränderungen abgedeckt werden. Für die meisten bestehenden Bauwerke, die ihre erwartete Lebensdauer bereits überschritten haben, kann i. d. R. aber davon ausgegangen werden, dass diese Effekte, bis auf die ermüdungsrelevanten, zum Zeitpunkt des Versuches bereits abgeschlossen sind.

Ein weiterer nicht explizit erwähnter Einfluss auf die Bestimmung der Versuchsziellast ergibt sich aus mittragenden Schichten oder Bauteilen, die in der Rechnung nicht berücksichtigt werden. So können Estrichschichten oder Randeinspannungen den Lastabtrag im Bauteil wesentlich verändern. Die Mitwirkung zusätzlicher Schichten kann bei der Bestimmung der Versuchsziellast über einen sogenannten Lasterhöhungsfaktor auf der Einwirkungsseite berücksichtigt werden [Gutermann (2002)].

2.2.2. Übertragung auf nicht direkt probebelastete Bauteile

Fast immer stellt sich bei Belastungsversuchen an bestehenden Gebäuden die Aufgabe, z. B. die Ergebnisse des Belastungsversuches an einer Decken- oder Unterzugkonstruktion auf gleichartige andere Bauteile im Gebäude zu übertragen. Da aufgrund der wirtschaftlichen Randbedingungen i. d. R. nicht alle Konstruktionen einzeln einer experimentellen Untersuchung unterzogen werden können, ist eine Übertragung der Ergebnisse weniger Versuche nötig. Wie [Spaethe (1997)] zeigte, ist die Übertragung eines Einzelergebnisses auf andere Bauteile immer mit einer Vergrößerung der Unsicherheit verbunden. Diese vergrößerte Unsicherheit wird deshalb in einer zusätzlich zu berücksichtigenden Sicherheit bei der Bestimmung der Versuchsziellast erfasst. Nach [Opitz (1995)] müssen für eine Übertragung der Ergebnisse der Tragsicherheit folgende Bedingungen eingehalten bzw. durch Korrekturfaktoren in der Rechnung berücksichtigt werden:

- Gleichheit der Geometrie (Stützweiten, Querschnitte, etc.),
- gleiche Tragwirkung (statisches System, Verbundverhalten, Mittragen benachbarter Bauteile, etc.),
- gleiche mechanische Eigenschaften der Baustoffe (Druck- und Zugfestigkeit, E-Modul) und
- gleicher Rissbildungs- und Korrosionszustand.

Sind die Gleichheit der Geometrie und Tragwirkung durch die Bestandsaufnahme gesichert, sollte die Auswahl des zu untersuchenden Bauteils aus der Gesamtheit der zu bewertenden Konstruktionen so erfolgen, dass das geprüfte Bauteil die untere Grenze der erwarteten Tragwiderstände darstellt, also das Bauteil mit den schlechtesten Eigenschaften und dem schlechtesten Zustand gewählt wird. Eventuelle Abweichungen der Geometrie oder des statischen Systems können nach [Opitz (1992)] durch einen statischen Korrekturfaktor angepasst werden. Können die genannten Voraussetzungen für eine Übertragung erfüllt werden, muss nur noch der Einfluss der zufälligen Streuungen und systematischen Abweichungen der Materialeigenschaften der zu bewertenden Bauteile berücksichtigt werden, da diese nicht für alle Bauteile durch eine Baustoffprüfung ausgeschlossen bzw. bestimmt werden können. Ist es für das zu betrachtende Bauwerk möglich, die systematischen Abweichungen auszuschließen, weil z. B. sicher feststeht, dass alle verwendeten Bewehrungsstähle aus dem gleichen Herstellerwerk und gleichen Herstellungszeiträumen stammen, brauchen nach [Opitz (1992)] nur noch die zufälligen Streuungen der mechanischen Eigenschaften berücksichtigt werden. Aus den Forschungsarbeiten von [Haupt u. Kothe (1978)], [Haupt u. Stärker (1979)] und [Vogel (1985)] gibt Opitz für verschiedene Stahlsorten und in Abhängigkeit von der Anzahl der Stichproben die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte für die Berücksichtigung der zufälligen Streuung an (siehe Tabelle 2.2).

Auch für die Berücksichtigung der Streuung der Materialeigenschaften des Betons gibt [Opitz (1992)] entsprechende Hinweise. So weist Opitz darauf hin, dass für die Beurteilung der Übertragbarkeit der Materialeigenschaften nicht die absolute Größe der Eigenschaften zu bestimmen ist, sondern es ausreicht, die Relation der Eigenschaften zwischen geprüfem und nicht geprüfem Bauteil zu bestimmen. Diese vergleichende Prüfung kann z. B. durch Ultraschallmessungen oder

2. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

Rückprall- und Kugelschlagversuche erfolgen. Damit kann bei maßgebendem Betonversagen ein zu berücksichtigender Teilsicherheitsbeiwert für die Übertragung bestimmt werden, der maximal 1,12 werden kann.

Tab. 2.2.: Teilsicherheitsbeiwerte für alte Stahlsorten, nach [Opitz (1992)]

	Variationskoeffizient	Anzahl der Betonstähle n		
	v	4	6	10
St A-0	0,04...0,06	1,09	1,07	1,05
St A-I				
St A-III	0,06	1,10	1,08	1,06
St T-III	0,06			
St B-IV	0,055	1,16	1,13	1,10
St T-IV	0,10 0,08			

Zwar gibt es, wie beschrieben, einzelne Hinweise für die Übertragung von Versuchsergebnissen eines Versuches auf andere, nicht direkt beprobte Bauteile, doch fehlt eine geschlossene Lösung auf Basis des Teilsicherheitskonzeptes. Die Bereitstellung einer solchen Lösung soll im Rahmen der Überarbeitung der Richtlinie [DAfStb (2000)] erfolgen.

2.2.3. Belastung

Nach [DAfStb (2000)] können zwei unterschiedliche Aufgabenstellungen mit einem Belastungsversuch umgesetzt werden:

- Belastung bis zur Versuchsziellast und
- Belastung zur Überprüfung von Berechnungsannahmen.

Die Versuchsziellast ergibt sich aus den Anforderungen der zukünftigen Nutzung und soll die ungünstigste Kombination aller Einwirkungen des zukünftigen Nutzungszeitraumes berücksichtigen und die aufgebrachte Lastanordnung soll der in der Berechnung gewählten entsprechen [DAfStb (2000)].

Die Belastung sollte heute ausschließlich durch eine sogenannte selbstsichernde Belastungstechnik (siehe Abbildung 2.5) aufgebracht werden. Bei Anwendung dieses Systems werden die aufgebrachten Versuchslasten hydraulisch erzeugt und unmittelbar in der Nähe des untersuchten Bauteils rückverankert. Die Rückverankerung im Bereich der Auflager des Belastungsrahmens kann über Querverstärkungen und Zugstangen erfolgen und schließt den Kräftekreislauf, so dass angrenzende Bauteile während des Versuches keine Beanspruchung erfahren. Unter der Voraussetzung einer ausreichend verformungssteifen Belastungsvorrichtung und duktilem Bauteilverhalten ist die Versuchsdurchführung selbstsichernd. Diese Selbstsicherung entsteht dadurch, dass sich bei starker Verformung des Bauteils der Hydraulikdruck reduziert und das Gesamtsystem in einen sicheren Gleichgewichtszustand übergeht. Zusätzlich ermöglicht die hydraulische Belastung eine schnelle manuelle Entlastung der Konstruktion durch Reduktion des Druckes.

Die Selbstsicherung der Belastung ist eine wesentliche Voraussetzung für die verantwortungsvolle Durchführung von Belastungsversuchen. Bei Verwendung von Ballastmassen ist dieser selbstsichernde Effekt nicht vorhanden und somit eine rechtzeitige Entlastung bei Erkennen eines kritischen Tragwerkszustandes nicht möglich. Trotz der zahlreichen schlechten Erfahrungen aus der

Vergangenheit (siehe Abschnitt 2.1) und vielen Veröffentlichungen zur Anwendung einer selbstsichernden Belastung, berichtet [Steffens u. a. (2002)] über immer wieder fehlerhaft durchgeführte Belastungsversuche: „Zu den Erfahrungen gehört aber auch die Begegnung mit Unprofessionalität und Scharlatanerie. So wird 20 Jahre nach Einführung der absturzesicherten Online-Messtechnik noch immer von Belastungsversuchen mit Sand- oder Wasserballast berichtet oder von „Tragsicherheitsnachweisen“ mit Gebrauchslasten, obwohl deren Wert bereits 1957 von Röbert kritisiert wurde.“

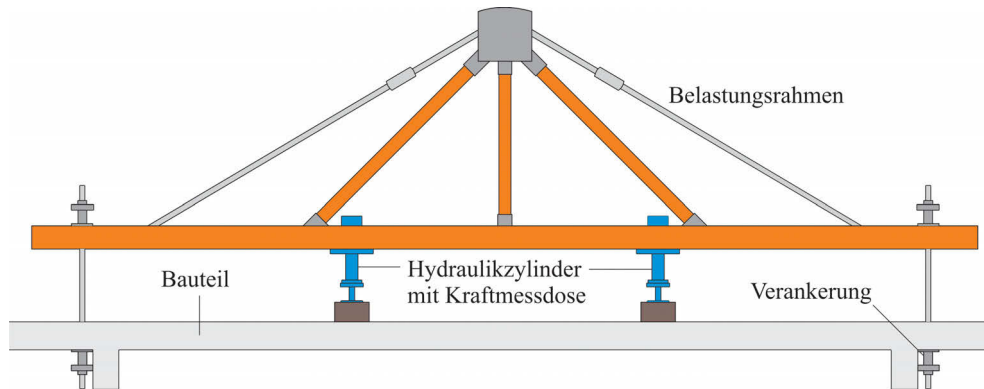


Abb. 2.5.: Belastungsrahmen zur Erzeugung einer selbstsichernden, rückverankerten Belastung

Die Verteilung der Belastung erfolgt über Lastgeschirre, mit denen die nachzuweisende Lastsituation im Versuch realisiert werden kann. Dabei muss sichergestellt werden, dass die Belastungseinrichtung der Verformung des Bauteils folgen kann und die Belastung somit wirklich auf das Bauteil aufgebracht wird. Die jeweilige Belastungsanordnung ist stets von der Zielstellung des Belastungsversuches abhängig und muss entsprechend angepasst werden. Die Belastungseinrichtung (Lastgeschirr) ist statisch bestimmt auszubilden.

Die Belastung wird gemäß eines von den Zielen des Versuches abhängigen Belastungsregimes mit Be- und Entlastungsphasen in die Konstruktion eingetragen. In der Literatur existieren unterschiedliche Vorschläge für den Belastungsablauf, die Be- und Entlastungszyklen und eventuelle Dauerlastuntersuchungen. Abbildung 2.6 zeigt verschiedene Vorschläge für das zu verwendende Belastungsregime. Allen Belastungsregimen ist das Aufbringen einer gewissen Vorlast gemein, welche sicherstellen soll, dass sich das Tragwerk in einen festen Verformungszustand setzt und sich bei vollständiger Entlastung nicht hebt. In Abbildung 2.6 a) ist das Belastungsregime nach [TGL 33407/04 (1986)] dargestellt. Dieses Belastungsregime wurde in Anlehnung an das für Bauteilprüfungen verwendete Regime festgelegt und sieht mehrstufige Belastungen (mit einer Zwischenentlastung) bis zur 1,1-fachen Gebrauchslast vor, bei der zwei zusätzliche Lastzyklen gefahren werden. Nach [Opitz (1992)] soll durch dieses Vorgehen ein stabiler Zustand im Bauteil sichergestellt und Informationen über evtl. bereits vorhandene bleibende Verformungsanteile gewonnen werden. Anschließend wird die Last in Stufen von 1/10 der Gebrauchslast bis zur Versuchsziel- bzw. -grenzlast gesteigert und für mindestens 3 Stunden konstant gehalten. Die relativ langen Lasthaltephasen von 15 Minuten sollen Aufschlüsse über einsetzende Kriechverformungen liefern.

Für die Verwendung der hydraulischen Belastungstechnik mit Online-Auswertung der Last-Verformungs-Informationen schlägt [Opitz (1992)] ein modifiziertes Belastungsregime vor (siehe Abbildung 2.6 b), bei dem die Last von der Grundlast direkt auf die 1,1-fache Gebrauchslast gesteigert wird. Nach zwei Entlastungen und Wiederbelastung wird die Belastung bis zur Versuchsziellast bzw. -grenzlast gesteigert und entweder ein 3-stündiger Dauerstandsversuch oder drei bis zehn Be- und Entlastungszyklen durchgeführt. Der Dauerstandsversuch soll hauptsächlich dazu dienen, das Tragverhalten des Bauwerks unter lang einwirkender Grenzbelastung zu untersuchen und Aussagen zum

2. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

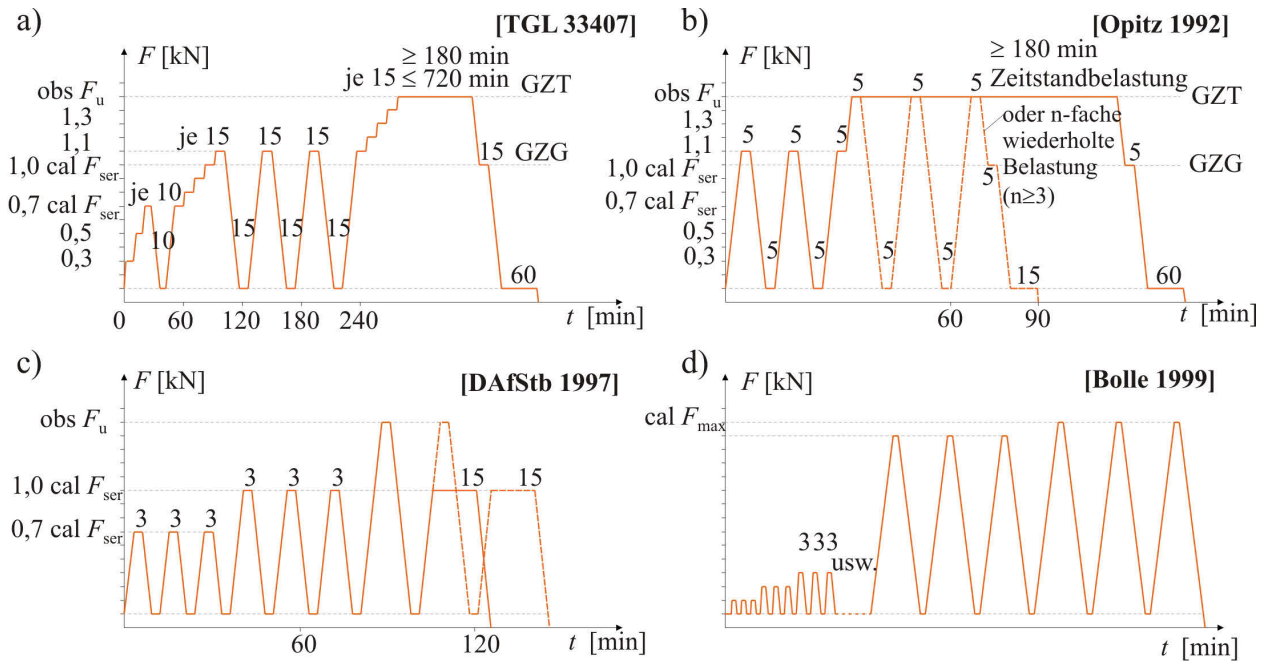


Abb. 2.6.: Verschiedene Vorschläge für Belastungsregime bei Belastungsversuchen

elastischen und stabilen Verhalten ermöglichen [Opitz (1992)]. Die Lasthaltezeiten sind in diesem Vorschlag aus Gründen der praktischen Handhabbarkeit auf 5 Minuten begrenzt worden.

In der Entwurfssfassung zur Richtlinie von 1997 war ein Belastungsregime nach Abbildung 2.6 c) vorgesehen. Dabei wird jeweils dreimal auf die 0,7-fache und 1,0-fache Gebrauchslast belastet und die Last anschließend bis zur Versuchsziel- bzw. -grenzlast gesteigert. Eine Wiederholung der Belastung bis zur Versuchsziellast ist nicht vorgeschrieben, kann aber durchgeführt werden. Der abschließende Dauerstand von 15 Minuten auf Gebrauchslastniveau soll den Nachweis liefern, dass sich das Tragwerk auch nach Erreichen der Versuchsziellast stabil verhält [DAfStb (1997)].

Da diese vorgeschlagenen Belastungsregime nur wenige geschlossene Hystereseschleifen erlauben und keine einheitlichen Lastinkremente vorgegeben werden, die für die genauere Bewertung des Schädigungsgrades und -fortschrittes sowie zeitabhängiger Verformungsanteile erforderlich sind, schlägt [Bolle (1999)] ein alternatives Belastungsregime vor (siehe Abbildung 2.6 d). Dabei werden auf jeder Belastungsstufe mehrere Be- und Entlastungszyklen durchgeführt und die Last in gleichmäßigen Inkrementen gesteigert, wodurch auftretende Nichtlinearitäten eindeutig der Strukturantwort und nicht der Einwirkungsseite zugeordnet werden können. Um den Aufwand in praktischen Versuchen auf das Nötigste zu begrenzen und gleichzeitig aber die Möglichkeiten zur sicheren Erkennung von Nichtlinearitäten zu behalten und so die Versuchsgrenzlast zuverlässig bestimmen zu können, empfiehlt [Bolle (1999)] diese gleichmäßigen Laststeigerungen und Lastwiederholungen zumindest im Bereich zwischen Gebrauchslast und Versuchsziellast durchzuführen.

Nach der aktuell gültigen Richtlinie für Belastungsversuche [DAfStb (2000)] sind die Anforderungen an das Belastungsregime weiter reduziert worden. Es wird nur noch vorgegeben, dass die Belastung bis zur Versuchsziellast in mindestens 3 Laststufen aufzubringen ist, wobei nach jeder Laststufe mindestens einmal bis auf das Grundlastniveau zu entlasten ist. Die Belastung ist bei jeder Be- und Entlastung für eine gewisse (angemessene) Zeit konstant zu halten. Dabei werden weder Angaben zu den Lastinkrementen, der Belastungsgeschwindigkeit oder zur Dauer der Lasthaltezeiten gemacht. Diese Minimalanforderungen an das Belastungsregime sollen auf der einen Seite verhindern, dass die Last stufenlos und ohne Entlastung bis zur Versuchsziellast gesteigert wird und zum anderen

eine Anpassung des Belastungsregime an die jeweilige Aufgabenstellung und zu untersuchende Versagensart ermöglichen.

2.2.4. Messtechnik

Um die Bauteilreaktionen unter den im Versuch aufgebrachten Belastungen messen und beurteilen zu können, ergeben sich die folgenden Anforderungen an die zu verwendende Mess- und Auswertetechnik:

- exakte, robuste und zuverlässige Funktionsweise unter Baustellenbedingungen,
- onlinefähige Auswertung und Darstellung der Ergebnisse,
- dem Messziel entsprechend ausreichende räumliche (Messbereich) und zeitliche (Frequenz) Auflösung, Reproduzierbarkeit,
- zeitliche Synchronisation der Messtechniken,
- vertretbares Verhältnis von Aufwand zu Nutzen, minimal benötigte Anzahl von Messstellen für ausreichende und zuverlässige Ergebnisse,
- „leichte“ Applikation unter Praxisbedingungen,
- eine ausreichend verformungsneutrale Messbasis für Durchbiegungsmessungen.

Die Auswahl der zu verwendenden Messtechnik ist dabei immer abhängig von der jeweiligen Aufgabenstellung. In der Voruntersuchung und Versuchsplanung werden die zu überwachenden Bereiche der Konstruktion festgelegt und die, für die sich stellende Messaufgabe am besten geeigneten, Messverfahren ausgewählt. In den meisten Fällen und bei zu erwartendem duktilen Bauteilverhalten genügen herkömmliche Verformungsmesstechniken, um den Tragzustand ausreichend überwachen und beurteilen zu können. Für spezielle Aufgabenstellungen reicht die messtechnische Erfassung des globalen Verformungsverhaltens (Durchbiegungen) allerdings nicht aus und es werden weitere Messverfahren zur lokalen Schädigungsüberwachung benötigt. Eine Übersicht der bei einem Belastungsversuch üblicherweise eingesetzten Messverfahren ist in Tabelle 2.3 gegeben.

Voraussetzung für das rechtzeitige Erkennen von Schädigungsprozessen, die das Erreichen der Versuchsgrenzlast anzeigen, ist die Online-Darstellung der Belastungs- und der zugehörigen Verformungsinformationen. Der Versuchsleiter muss die Veränderung der Messergebnisse infolge der aufgebrachten Belastung mit Hilfe der in [DAfStb (2000)] angegebenen Versuchsgrenzlastkriterien in-situ bewerten und bei Erreichen kritischer Messwerte den Versuch beenden, damit das Bauteil keine Schädigung erfährt, die eine zukünftige Nutzung beeinträchtigt. Um dies zu gewährleisten, müssen die elektrischen Signale der Messaufnehmer in einem Messgerät verarbeitet und anschließend in einem PC für die Bewertung entsprechend aufbereitet werden. Dabei darf kein größerer zeitlicher Versatz zwischen der aktuellen Belastung und den Messergebnissen entstehen ($<1\text{ s}$), was durch die heutige Rechentechnik problemlos gewährleistet wird.

Problematisch ist bei Belastungsversuchen in-situ die Überwachung von Schädigungs- bzw. Versagensprozessen, die gering duktil bzw. spröde verlaufen. Die heute üblicherweise verwendeten Messungen der Globalverformungen und punktuellen Dehnungsmessungen erlauben keine Beurteilung eines möglichen Versagens „ohne Vorankündigung“, weil im Falle der Globalverformungen Nichtlinearitäten erst sehr spät erkannt werden und bei punktuellen Dehnungsmessungen der Ort des Auftretens vorher genau bekannt sein muss.

Um das in dieser Arbeit untersuchte Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen mit Schubbruchgefahr bewerten zu können, werden deshalb flächen- bzw. volumenhafte Messverfahren angewendet, die eine frühzeitige Detektion und Bewertung der Schädigungsprozesse ermöglichen. In

2. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

Tab. 2.3.: Bei Belastungsversuchen eingesetzte Messtechniken und zugehörige Messziele

Messtechnik	Messziel	Bemerkungen
Induktive Wegaufnehmer	Durchbiegungen, Dehnungen, Rissbreiten, Vertikal- und Diagonalverformungen	unabhängige Messbasis nötig, robust, leichte Montage, temperaturabhängig, ausreichend gute Auflösung
Dehnungsmessstreifen	Betondehnungen (Druckzone, Druckstreben), Rosetten (Dehnungszustände in lokalen Bereichen), Betonstahl- und Spannstahldehnungen	geringer Platzbedarf, hohe Messfrequenz, präzise, aufwendige Applikation, nur lokales Messergebnis
Neigungssensoren	Durchbiegungen (Integration der Neigung über die Balkenlänge), Neigungen (Verdrehungen), mittlere Krümmungen in Bauteilbereichen	keine unabhängige Messbasis nötig, bereichsweise Detektion von Rissbildungsprozessen
Photogrammetrie	zwei- oder dreidimensionale Verformungs- und Verschiebungsmessung	berührungslos, Messziel und -größe bestimmen die benötigte Auflösung, Online-Fähigkeit
parameterbasierte Schallemissionsanalyse	Rissbildungsprozesse (auch im Bauteilinneren), Identifikation rissaktiver Bereiche, Signalintensität	nur begleitend und als ergänzendes Messverfahren, robuste und zuverlässige Detektion von SE-Signalen
Kraftmessdosen	aufgebrachte Beanspruchung	Kalottenlagerung

diesem Zusammenhang wurden in dieser Arbeit die Nahbereichsphotogrammetrie, die Schallemissionsanalyse und die bereichsweise Krümmungsmessung hinsichtlich ihre Eignung zur Detektion gering-duktiler Versagensprozesse auf niedrigem Schädigungsniveau untersucht (siehe Abschnitt 4). Gerade durch die Kombination mit herkömmlichen Messverfahren soll eine wesentliche Verbesserung der Informationsqualität während eines Belastungsversuches erreicht werden.

2.3. Bekannte Versuchsgrenzlastindikatoren

In [DAfStb (2000)] werden Versuchsgrenzlastkriterien angegeben, die sicherstellen sollen, dass während eines Belastungsversuches keine Schädigungen oder Strukturveränderungen eintreten, die die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit im zukünftigen Nutzungszeitraum beeinträchtigen. Die angegebenen Verformungskriterien stellen Versuchsgrenzlastindikatoren dar, die das Erreichen der Versuchsgrenzlast und damit der maximalen Beanspruchungsfähigkeit anzeigen. Die Versuchsgrenzlast gilt als erreicht, wenn eines der Kriterien erreicht wird oder wenn Messwerte (z. B. der Schallemission) auf eine kritische Veränderung des Tragzustandes hindeuten, eine Standsicherheitsgefährdung oder kritische Auflagerverschiebungen eintreten. Während eines Belastungsversuches müssen diese Kriterien online überwacht und durch einen erfahrenen Versuchingenieur bewertet werden.

Grenzdruckbeanspruchung des Betons

Eine direkte Messung der im Versuch auftretenden Betonspannungen ist technisch aufwendig und nur in Sonderfällen erfolgreich. Deshalb wird die maximal zulässige Druckbeanspruchung des Betons mit Hilfe von Grenzwerten der Betonstauchung $\varepsilon_{b,lim}$ definiert. Die Grenzdruckbeanspruchung wurde so festgelegt, dass sich der Beton bei diesen Stauchungen noch im Zustand stabiler Mikrorissentwicklung nach [Schickert (1980)] befindet. Für die Beurteilung der Betonbeanspruchung sind die

Stauchungen in den höchstbeanspruchten Bauteilbereichen zu messen, die durch theoretische Vorüberlegungen zu bestimmen sind. Während des Versuches ist die Grenzbedingung nach Gleichung (2.2) einzuhalten [Bolle (1999)].

$$\varepsilon_b < \varepsilon_{b,lim} - \varepsilon_{b,0} \quad (2.2)$$

Für die Beurteilung der Grenzdehnung sind vorhandene Betonstauchungen aus Eigenlasten und ggf. Vorspannung $\varepsilon_{b,0}$ zu berücksichtigen. Aufgrund des unterschiedlichen Verhaltens einer Vielzahl von Betonen und um sicherzustellen, dass im Versuch keine Gefügezerstörungen eintreten, die die Druckfestigkeit (Dauerstandsfestigkeit) während der zukünftigen Nutzung herabsetzen, waren bei der Festlegung von $\varepsilon_{b,lim}$ in [DAfStb (2000)] einige Sicherheiten zu berücksichtigen. Durch die zusätzliche Schwierigkeit der vorherigen Bestimmung des Ortes der maximalen Betonstauchung wurde der Grenzwert der zulässigen Betonstauchung aus der Mikrorissbildungsgrenze (bestimmt über die Wendepunkte der Volumenänderungskurve) mit einer 10 %-igen Sicherheit abgemindert [Opitz (1995)]. Nach [TGL 33407/04 (1986)] waren für biegebeanspruchte Bauteile noch Betonstauchungen bis 1,0 ‰ zugelassen, doch führten die oben genannten Unsicherheitsfaktoren in der Entwicklung der Richtlinie zu einer Reduktion der maximal zulässigen Betondruckdehnung. Der zulässige Grenzwert für Betone niedriger Festigkeiten ($< C25/30$) beträgt nach [DAfStb (2000)] nur 0,6 ‰. Aufgrund der Einflüsse der Belastungsgeschichte auf die Arbeitslinie des Betons ist die eindeutige Bestimmung der Mikrorissgrenze aus der Last-Betonstauchungs-Funktion nicht möglich [Mehmel u. Kern (1962)].

Als eine geeignete Messmethode zur Bestimmung der Betondruckbeanspruchung wird in [DAfStb (2000)] auch die Schallemissionsmessung angegeben. Diese liefert zwar keine Dehnungs- oder Spannungswerte, ist jedoch geeignet, eine zunehmende Mikrorissbildung zu erkennen (siehe Abschnitt 4.5). Die Ermittlung der Betonspannungen aus Eigenlasten und evtl. Vorspannung geschieht i. d. R. durch rechnerische Abschätzungen im Vorfeld des Versuches, für Einzelfälle ist allerdings auch eine experimentelle Bestimmung möglich [Naumann (1994)].

Grenzbeanspruchung des Betonstahls

Für die Grenzbeanspruchung des Betonstahls werden in [DAfStb (2000)] folgende Grenzdehnungen angegeben, die beim Belastungsversuch nicht überschritten werden dürfen:

$$\varepsilon_{s2} < \frac{0,7 \cdot f_{ym}}{E_s} - \varepsilon_{s02} \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_{s2} < \frac{0,9 \cdot f_{0,01m}}{E_s} - \varepsilon_{s02} \quad (2.4)$$

wobei	f_{ym}	Mittelwert der Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze,
	$f_{0,01m}$	Mittelwert der Festigkeit des Betonstahls an der 0,01 %-Dehngrenze,
	ε_{s2}	gemessener oder aus den Messwerten umgerechneter Wert der Betonstahldehnung im Riss während des Belastungsversuches,
	ε_{s02}	rechnerisch ermittelte Betonstahldehnung im Riss infolge der vor dem Belastungsversuch vorhandenen ständigen Einwirkungen.

In [TGL 33407/04 (1986)], den Forschungsberichten des EXTRA-Vorhabens [Steffens u. a. (1993)], [Steffens u. a. (1994)], [Steffens u. a. (1995)] und den Entwurfsfassungen zu [DAfStb (2000)] (z. B. [DAfStb (1997)]) waren hierfür noch höhere Grenzwerte von $0,9 \dots 1,0 \cdot f_{ym}/E_s - \varepsilon_{s02}$ angegeben,

2. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

die eine Feststellung beginnender Plastizierungen des Stahls erlaubten. Darüber hinaus wurde eine zulässige Grenzdehnung für vorgespannte Bewehrung angegeben ($\varepsilon_{s2} < 0,9 \cdot f_{ym}/E_s - \varepsilon_{s02}$). In [DAfStb (2000)] werden hierzu allerdings keine Aussagen mehr getroffen. In [Opitz (1992)] werden auch Empfehlungen für zulässige Grenzdehnungen älterer Bewehrungsarten angegeben. Die zugelassenen Grenzdehnungen liegen dabei weit oberhalb der Begrenzung nach [DAfStb (2000)], weil hier eine möglichst wirtschaftliche Ausnutzung des vorhandenen Bauteilwiderstandes angestrebt wurde. Aus den Forderungen der Begrenzung der Rissbreite und der Dehnungsbegrenzung auf $\varepsilon_{s2} < 0,9 \cdot f_{ym}/E_s - \varepsilon_{s02}$ ergeben sich die in Tabelle 2.4 angegebenen Stahlgrenzdehnungen. Die zulässige Grenzdehnung wurde bewusst hoch angesetzt, da der sich anschließende Verfestigungsbereich des Stahles noch eine ausreichend große Sicherheit darstellt. Ältere Stähle besitzen i. d. R. zudem ein ausgeprägtes Fließverhalten und somit eine hohe Duktilität.

Tab. 2.4.: Mittlere Grenzdehnungen des Beton- und Spannstahls, nach [Opitz (1992)]

Stahlsorte	StA-0	StA-I	StA-III	StT-IV	St 60/90	St 140/160
$\varepsilon_{s,lim}$ [‰]	0,81	0,90	1,50	1,84	2,23	5,22

Eine direkte Anwendung der Kriterien in einem Belastungsversuch ist nur schwierig möglich, denn dazu müsste der Ort der maximalen Stahldehnung von vornherein bekannt sein. Dies ist aber aufgrund des durch die Rissbildung stark veränderlichen Dehnungsverlaufs über die Stablänge nicht zuverlässig vorhersagbar. Eine Dehnungsmessung über größere Bereiche liefert dahingegen nur verschmierte Ergebnisse, aus denen dann, unter Ansatz von Informationen, die eigentlich erst während des Belastungsversuches gewonnen werden können, mit weiteren Unsicherheiten behaftete Maximalwerte für den Rissquerschnitt zurückgerechnet werden können. Weiterhin ist die Bestimmung der Eigenlastdehnung nur durch eine Probenentnahme möglich und wird im Regelfall nicht durchführbar sein. Auch kann eine einzelne Probe nur bedingte Aussagen über den Dehnungszustand des gesamten Bauteils erlauben und eine große Anzahl zu entnehmender Proben ist unmöglich. Weil die direkte Dehnungsmessung keine zuverlässige Aussage liefert, wird die Versuchsgrenzlast infolge des Erreichens der Grenzbeanspruchung des Betonstahls i. d. R. über Nichtlinearitäten im Last-Durchbiegungs-Diagramm erfasst. Hierfür werden in [DAfStb (2000)] für den gerissenen Zustand folgende Kriterien angegeben:

- deutliches Anwachsen des nichtlinearen Verformungsanteils und
- mehr als 10 % bleibende Verformung nach Entlastung.

Allerdings ist anzumerken, dass diese Kriterien nicht mit den oben angegebenen (Gleichungen 2.3 und 2.4) korrespondieren, da sie eine deutliche plastische Verformung des Stahls erfordern, welche über die oben angegebenen Dehnungsgrenzwerte hinausgeht. Eine indirekte Möglichkeit zur Bewertung der Linearität bzw. Nichtlinearität der Betonstahldehnungen ergibt sich im Zusammenhang mit der notwendigen Messung von Rissbreiten in hoch beanspruchten Bereichen. Darüber hinaus sind die zulässigen Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach [DIN EN 1992-1-1 (2011)] einzuhalten.

In [DAfStb (2000)] werden für die Rissbreite bzw. für die Rissbreitenänderung folgende Grenzwerte angegeben:

- für vorhandene Risse:

$$\begin{array}{ll} \text{unter maximaler Belastung} & \Delta w \leq 0,3 \text{ mm} \\ \text{nach Entlastung} & \Delta w_{bl} \leq 0,2 \cdot \Delta w \end{array}$$

- für neu entstandene Risse:

$$\begin{array}{ll} \text{unter maximaler Belastung} & w \leq 0,5 \text{ mm} \\ \text{nach Entlastung} & w_{bl} \leq 0,3 \cdot w \end{array}$$

Querkraftversagen

Sollte bei der Durchführung eines Belastungsversuches mit einem Querkraftversagen zu rechnen sein, müssen Messungen entsprechender Bauwerksreaktionen vorgenommen werden, die auch hier eine rechtzeitige Vorankündigung kritischer Zustände erlauben. In [Jüppner (1995)] wurde die Gefahr eines möglichen Querkraftversagens untersucht, mit dem Ziel hierfür entsprechende Indikatoren und zugehörige Grenzwerte zu definieren. Es wurden insgesamt 18 Stahlbetonbalken untersucht, bei denen die Schubslankheit sowie der Längs- und Querkraftbewehrungsgrad variiert wurden. Einige der Balken wurden ohne Bügelbewehrung ausgeführt. Bei den Balken mit Querkraftbewehrung war der Bügelbewehrungsgrad durchweg gering.

Insgesamt zeigte sich, dass der grundsätzliche Versagensmechanismus von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung und solchen mit schwacher Querkraftbewehrung prinzipiell ähnlich ist. Das Versagen tritt durch Anwachsen eines Querkrafttrisses in die Druckzone hinein bis zum Abspalten derselben ein. Trotz kaum erhöhter Bruchlasten war die Verformungsfähigkeit der Balken mit Querkraftbewehrung bis zu fünfmal größer als die der Balken ohne Querkraftbewehrung. Für bügelbewehrte Bauteile ist deshalb die Begrenzung der bleibenden Verformungen und Rissbreiten das maßgebende Versuchsgrenzlastkriterium.

Als mögliche Versuchsgrenzlastindikatoren werden die Messung der Relativverschiebung vertikal über die Bauteilhöhe bzw. diagonal senkrecht zu den Druckstreben genannt, wobei hierfür aufgrund der Vielzahl an Einflussparametern (Schubslankheit, Längsbewehrungsgrad, Querkraftbewehrungsgrad, Betonfestigkeit, Querschnittshöhe) keine allgemeingültigen zulässigen Grenzwerte angegeben werden können. Als ein möglicher Grenzwert für ein sich ankündigendes Schubversagen wird die kritische Vertikalverformung von 0,05 mm bei Ausbildung des Dübelsrisses nach [Reineck (1990)] genannt.

Abgeleitet aus diesen Überlegungen werden in [DAfStb (2000)] für die Bestimmung der Versuchsgrenzlast, bezogen auf ein mögliches Querkraftversagen von Bauteilen mit Querkraftbewehrung, Grenzwerte für die Betonstauchung und die Stahldehnung in der Querkraftbewehrung angegeben, die weit auf der sicheren Seite liegen. Die Betonstauchung in den Druckstreben wird auf 60 % der Grenzdruckdehnung begrenzt, was den ungünstig wirkenden zweiachsigen Druck-Zug-Spannungszustand im Schubbereich berücksichtigen soll [Opitz (1992)], die Grenzdehnung der vorhandenen Schubbewehrung wird sogar auf 50 % der Grenzdehnung nach Gleichung (2.4) begrenzt.

Für Bauteile ohne Querkraftbewehrung werden keine Angaben gemacht, da diese aufgrund der geringen Duktilität im Fall eines Querkraftversagens nicht im Gültigkeitsbereich der Richtlinie liegen.

Verankerungsbruch

Beim Belastungsversuch ist die Versuchsgrenzlast auch dann erreicht, wenn Anzeichen für einen beginnenden Verankerungsbruch erkennbar sind. Zur messtechnischen Erfassung werden vor allem Schlupfmessungen im Verankerungsbereich als geeignet angesehen [Steffens u. a. (1994)]. Bei älteren Stahlbetonkonstruktionen existiert eine Vielzahl von Verankerungsvarianten mit differenzierter Wirksamkeit und unterschiedlichem Kraft-Schlupf-Verhalten.

2. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

Schon aus diesem Grund ist die Ableitung allgemeingültiger Kriterien für Schlupfmessungen (z. B. kritische Gleitwege) nicht möglich. Darüber hinaus gestalten sich Schlupfmessungen in der Praxis schwierig, da einerseits der Verankerungsbereich i. d. R. nur schwer zugänglich ist und sich andererseits die verwendete Messtechnik nicht zerstörungsfrei applizieren lässt.

Muss bei einem Belastungsversuch damit gerechnet werden, dass die Verankerungswirkung aufgrund einer unzureichenden Endverankerungsausbildung nicht voll gewährleistet ist, muss mit einer deutlich verringerten Tragfähigkeit gerechnet werden [Opitz (1992)]. Alternativ dürfte sich eine beginnende Verschiebung der Bewehrung im Beton auch mittels Schallemissionsmessung detektieren lassen (Schallemissionen infolge von Reibungsvorgängen). Eingehende Untersuchungen hierzu sind allerdings nicht bekannt.

Erweiterte Auswertung von Last-Verformungs-Informationen

Sofern die Versuchsgrenzlasterlast beim Belastungsversuch in-situ auf Grundlage von Verformungsmessungen identifiziert werden soll und hierfür keine allgemeingültigen, mechanisch begründeten Grenzwerte angegeben werden können, besteht die Aufgabe darin, über signifikante Merkmale in der ermittelten Last-Verformungs-Beziehung geringste kritische Strukturveränderungen (z. B. Plastifizierungen oder Rissbildungsprozesse) sichtbar zu machen und für die Identifikation der Versuchsgrenzlasterlast zu nutzen.

Die weiter oben beschriebene, im Regelfall bei Belastungsversuchen angewendete, Online-Beobachtung des Last-Durchbiegungs-Diagramms bezüglich Nichtlinearitäten entspricht dieser Vorgehensweise im Prinzip. Allerdings bleibt die Entscheidung über das Erreichen der Versuchsgrenzlasterlast subjektiv geprägt, da:

- keine allgemeingültigen Bewertungsparameter für mögliche Nichtlinearitäten existieren,
- zeitabhängige Verformungsanteile und damit die Gestaltung des Belastungsablaufs einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf das Last-Verformungs-Verhalten haben und
- deutliche plastische Verformungen im maßgebenden Bauteilquerschnitt erforderlich sind, damit diese im Last-Durchbiegungs-Verlauf wahrnehmbar sind.

In [Bolle (1999)] wird daher versucht, durch eine detailliertere Auswertung der im Versuch gewonnenen allgemeinen Last-Verformungs-Information Parameter abzuleiten, welche bereits bei geringen Strukturveränderungen ansprechen, objektiv und allgemeingültig sind und sich auf verschiedene Versagungskriterien anwenden lassen.

Hierfür werden aus der Gesamtheit der Last-Verformungs-Information schrittweise nur die für eine Strukturveränderung relevanten Informationen herausgearbeitet, indem:

- die beim Be- und Entlastungsvorgang dissipierte Energie als Bewertungsgröße verwendet wird,
- von der gesamten Energiedissipation nur der durch irreversible Strukturveränderungen bewirkte Anteil betrachtet wird und
- anstatt der Durchbiegung (globale Verformung) die bereichsweise Krümmung (abschnittsbezogene Verformung) als betrachtete Verformungsgröße zur Anwendung kommt, womit sich identifizierte Strukturveränderungen bestimmten Bauteilbereichen (Biegebereich, Querkraftbereich) zuordnen lassen.

Als besonders geeignet erwies sich hier ein Versuchsgrenzlasterlastindikator mit der Bezeichnung δ_s , welcher das Verhältnis zwischen Strukturveränderungsenergie D_s und elastisch gespeicherter Energie W_{el} gemäß Gleichung (2.5) beschreibt.

$$\delta_s = \frac{D_s}{W_{el}} \quad (2.5)$$

Abbildung 2.7 zeigt den charakteristischen Verlauf des Versuchsgrenzlastindikators δ_s für ein Bauteil mit Biegezugversagen.

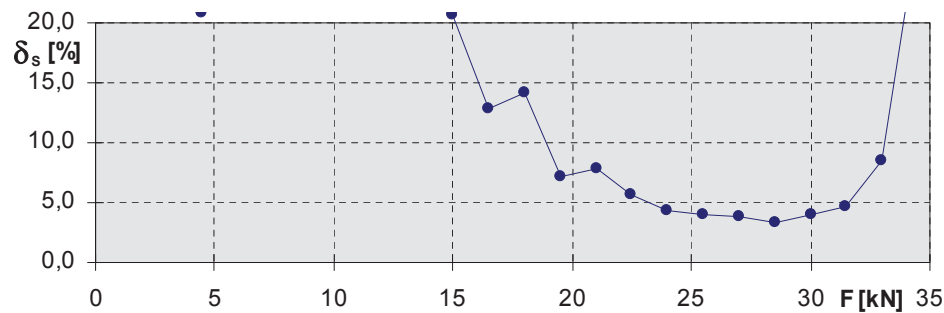


Abb. 2.7.: Verlauf der bezogenen Strukturveränderungsenergie δ_s im Biegebereich [Bolle (1999)]

In Abbildung 2.8 sind zum Vergleich die zugehörigen Last-Biegekrümmungs-Funktionen der letzten vier vollständig durchgeführten Lastzyklen angegeben. Im Ergebnis der Untersuchungen zeigte sich, dass der Indikator δ_s für Bauteile mit Stahlversagen einen charakteristischen Verlauf hat, aus dem beginnende Strukturveränderungen erkennbar werden (erneuter Anstieg von δ_s ausgehend von einem Minimum – in Abb. 2.7 bei 28,5 kN), wenn diese noch sehr gering und aus einer visuellen Bewertung des Last-Verformungs-Diagramms noch nicht wahrnehmbar sind. Darüber hinaus lassen sich die beobachteten Strukturveränderungen durch die Verwendung einer abschnittsbezogenen Verformungsgröße den betreffenden Bauteilbereichen zuordnen. Gleiches gilt in ähnlicher Weise für die bleibende Verformung nach Entlastung.

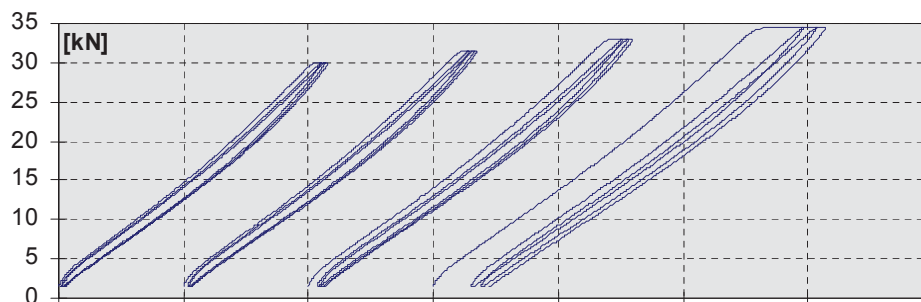


Abb. 2.8.: Zu Abb. 2.7 zugehörige Last-Biegekrümmungs-Linien im Bereich der Höchstlast [Bolle (1999)]

2.4. Belastungsversuche im Ausland

Die Aufgabe der Bewertung bestehender Stahl- und Spannbetontragwerke stellt sich nicht nur deutschen Ingenieuren, sondern betrifft die meisten Industrienationen, die in den vergangenen einhundert Jahren einen großen Bauwerksbestand geschaffen haben. Die Probleme der realistischen Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke sind unabhängig von den nationalen Bemessungsrichtlinien ähnlich, denn auch die Nachweismodelle der internationalen Regelwerke sind eher konservativ und machen eine erfolgreiche rechnerische Nachweisführung für bestehende Konstruktionen oft schwierig.

Prinzipiell muss zwischen Belastungsversuchen an Hoch- und Brückenbauwerken unterschieden werden, da der Brückenbelastungsversuch in vielen Staaten eine besondere Rolle einnimmt. Eine gute Zusammenstellung des Erfahrungs- und Anwendungsbereiches für Belastungsversuche an Brücken kann [COST (2004)] und [Znidaric (2006)] entnommen werden. Unterschieden werden im Rahmen

2. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

der Brückenprüfung i. d. R. drei Kategorien: Prüfung zur Bestimmung der Tragsicherheit, Prüfung zur Verifikation des analytischen Modells und Prüfung des Tragverhaltens unter realen Verkehrslasten (Monitoring) [Znidaric (2006)].

Abnahmeprüfungen von Brücken vor der Inbetriebnahme sind heute noch in zahlreichen Ländern üblich und werden hauptsächlich bei neuen Brückentypen und Bauweisen oder nach Sanierungs- bzw. Verstärkungsarbeiten durchgeführt (Frankreich, Italien, Polen, Russland, Schweiz, Slowenien, Spanien und Tschechien) [Burdet (1993)], [Golaski u. a. (2002)], [COST (2004)], [SNiP (1986)]. Dabei wird die Belastung (maximal bis zum Gebrauchslastniveau) in der Regel durch Lkw oder Eisenbahnen aufgebracht und das Trag- und Verformungsverhalten bei deren Überfahrt durch einen Vergleich mit der rechnerischen Analyse bewertet.

Anders als in Deutschland wurden die Regelungen zu Belastungsversuchen an Hochbaukonstruktionen aus den meisten ausländischen Normen nicht entfernt, sondern blieben als ergänzendes Mittel zur Bewertung für Ausnahmefälle erhalten. Es werden aber oft nur wenige Hinweise für die Durchführung und Bewertung solcher Versuche gegeben, so dass die Durchführung ausschließlich in der Verantwortung des zuständigen Ingenieurs liegt. Nachfolgend sollen die existierenden internationalen Regelungen zu Belastungsversuchen kurz vorgestellt werden. Ein Vergleich der internationalen Regelungen zu Belastungsversuchen kann [Schacht u. a. (2014)] entnommen werden.

Großbritannien

Belastungsversuche an Brücken sind in Großbritannien durch [BD 21 (2001)] bzw. [BD 54 (1993)] geregelt. Sie dürfen als Ergänzung zu rechnerischen Untersuchungen durchgeführt werden, um Tragreserven aufzuspüren. Bei Belastungsversuchen zur Bestimmung der Tragsicherheit wird die charakteristische Last multipliziert mit dem Lastfaktor aufgebracht. Wird diese Beanspruchung sicher abgetragen, gilt dies als Nachweis, dass das Tragwerk eine ausreichende Tragfähigkeit besitzt.

Im Hochbau waren Belastungsversuche bis zur Einführung der Eurocodes ebenfalls normativ geregelt, um die Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit bestehender Konstruktionen zu überprüfen [BS 8110 (1989)]. Ob heute Belastungsversuche noch nach den Regeln der alten [BS 8110 (1989)] durchgeführt werden, ist nicht bekannt. Nach [BS 8110 (1989)] sollte die Belastung i. d. R. nicht größer als die Gebrauchslast sein, da sonst die Gefahr von Schädigungen zu groß ist und der Nachweis der Tragfähigkeit rechnerisch aus dem im Versuch festgestellten Tragverhalten erbracht werden kann. Die Belastung sollte die maßgebenden Bemessungsbeanspruchungen erzeugen und der folgenden Bedingung genügen:

$$F = \{1,0 \cdot G_k + 1,25 \cdot Q_k; 1,125 \cdot (G_k + Q_k)\}. \quad (2.6)$$

Die Belastung sollte stufenweise in Be- und Entlastungszyklen gesteigert werden, wobei die Maximallast innerhalb einer Stunde zweimal erreicht werden sollte. Die Verformungen sollten zu jeder Laststufe abgelesen werden, wobei fünf Minuten Wartezeit empfohlen werden, bis sich die Messwerte eingeepegelt haben. Im Anschluss sollte ein 24 h Versuch durchgeführt werden, um zu prüfen, ob sich auch unter konstanter Last keine Verformungszunahmen einstellen.

Die Erzeugung der Versuchslasten sollte nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten gewählt werden. [Bungey u. Millard (1996)] berichten, dass hauptsächlich Masselasten verwendet werden, wobei bei diesen darauf zu achten ist, dass eine Bogentragwirkung innerhalb der Belastung vermieden wird. Die Last sollte stufenweise gesteigert und die Last-Durchbiegungs-Kurve beobachtet werden. Hydraulische Belastungssysteme sind nach [Bungey u. Millard (2006)] zwar besser geeignet, doch sind diese auch teurer und benötigen eine aufwendige Rückverankerung der Versuchslasten.

Die Bewertung der Versuchsergebnisse erfolgt durch den Vergleich der gemessenen mit den berechneten Werten der Durchbiegungen. Auch sollten Rissbreiten und Durchbiegungswerte innerhalb der zulässigen Grenzen nach [BS 8110 (1989)] bleiben. Nach [Bungey u. Millard (2006)] gibt es keinen festen Durchbiegungsgrenzwert, weshalb manchmal $w_{\text{grenz}} = 40 \cdot (l^2/h)$ [mm] verwendet wird, wobei l die effektive Spannweite und h die Bauteildicke ist. Treten während des Versuches verstärkte Rissbildung und größere Durchbiegungen auf, sollte nicht die absolute Durchbiegung, sondern die bleibende Verformung bewertet werden. Nach dem zweiten Versuch sollte die prozentuale Rückbildung der Verformung nicht kleiner sein als nach dem ersten Versuch und nicht weniger als 75 % bei Stahlbeton- und mindestens 85 % bei Spannbetonbauteilen (Klasse 1 und 2) betragen.

Vereinigte Staaten von Amerika – ACI 318

Die amerikanische Stahlbetonbaunorm [ACI 318 (2008)] gibt in Kapitel 20 Hinweise zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Konstruktionen und regelt auch die Durchführung von Belastungsversuchen. Die Gesamtbelastung (inklusive der bereits wirksamen Eigenlast des Bauteils) sollte nach [ACI 318 (2008)] während des Versuches nicht größer sein als einer der folgenden Grenzwerte:

$$(a) 1,15 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_k + 0,4 \cdot (L_r \text{ oder } S \text{ oder } R) \quad (2.7)$$

$$(b) 1,15 \cdot G_k + 0,9 \cdot Q_k + 1,5 \cdot (L_r \text{ oder } S \text{ oder } R) \quad (2.8)$$

$$(c) 1,3 \cdot G_k \quad (2.9)$$

Dabei sind G_k Eigenlasten, Q_k Verkehrslasten, L_r Dachlasten, S Schneelasten und R Regenlasten. Mit den Gleichungen (2.7) bis (2.9) wurde die aufzubringende Belastung im Vergleich zu den Vorgängernormen [ACI 318 (1999)] und [ACI 318 (2002)] verändert, denn diese sahen eine maximal aufzubringende Nachweislast gemäß Gleichung (2.10) vor.

$$F_{\text{Ziel}} = 0,85 \cdot (1,4 \cdot G_k + 1,7 \cdot Q_k) \quad (2.10)$$

Diese Anpassung wurde eingeführt, um veränderliche Verkehrslasten und deren Kombination analog zur rechnerischen Nachweisführung berücksichtigen zu können. Nach [ACI 318 (2008)] soll die Versuchsziellast in 4 gleichmäßigen Inkrementen aufgebracht und Messwerte der Durchbiegungen zu jeder Laststufe aufgezeichnet werden. Abschließend soll ein 24-h-Dauerstandsversuch durchgeführt werden. Der Nachweis gilt als erbracht, wenn das Tragwerk die aufgebrachte Beanspruchung ohne Anzeichen eines Versagens (übermäßige Rissbildung, Abplatzungen, Betonbrüche) überstanden hat. Die Durchbiegungen sollen dabei eine der folgenden Bedingungen erfüllen:

$$\Delta_1 \leq \frac{l_t^2}{20000 \cdot h} \quad (2.11)$$

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{4} \quad (2.12)$$

wobei Δ_1 maximal gemessene Durchbiegung im 1. Versuch,
 l_t Spannweite des Bauteils in m,
 h Bauteildicke in m,
 Δ_r bleibende (plastische) Verformung nach dem Versuch.

2. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

Werden beide Bedingungen nicht erfüllt, ist es gestattet den Versuch nach 72 Stunden zu wiederholen. Er gilt als bestanden, wenn im 2. Versuch die bleibende Durchbiegung die folgende Bedingung einhält:

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_2}{5} \quad (2.13)$$

wobei Δ_2 maximal gemessene Durchbiegung im 2. Versuch (Wiederholungsversuch).

Bei der Untersuchung von schubgefährdeten Bauteilen sollte darauf geachtet werden, dass diese keine schrägen Risse aufweisen. Als Grenzwert der zulässigen (stabilen) Risslänge wird die projizierte horizontale Risslänge verwendet. Diese darf nicht größer als die Bauteilhöhe werden, da sonst die Bügel ihre Fließgrenze erreichen und die Traganteile der Rissverzahnung und der Dübeltragwirkung versagen. Für Bauteile ohne Bügelbewehrung wird bei entsprechend vorhandenen Schrägrissen eine intensivere Bewertung empfohlen. Dies gilt analog für die Verankerungsbereiche und evtl. vorhandene horizontale oder schräge Risse [ACI 318 (2008)].

Vereinigte Staaten von Amerika – Empfehlungen des ACI Committee 437

Durch die Veränderungen der in der Bemessung anzusetzenden Lastfaktoren in [ACI 318 (2002)] und die Beibehaltung der Versuchslastgröße für Belastungsversuche nach Gleichung (2.10) ergab sich bis zur Einführung von [ACI 318 (2008)] eine Erhöhung der nachzuweisenden Versuchslast in einem Belastungsversuch gegenüber den früheren Nachweisniveaus [Nanni u. a. (2003)]. Durch die Veränderung der Lastfaktoren war die ursprünglich nachzuweisende Belastung von 85 % der rechnerisch nachzuweisenden Last auf 93 bis 95 % angestiegen. Dieser Umstand führte zur Notwendigkeit der Überarbeitung der Regelungen des Kapitels 20 des ACI 318 durch das ACI Committee 437. Die 2007 erschienenen Empfehlungen des Committee 437 [Nanni u. a. (2007)] geben detailliertere Informationen und verfeinerte Bewertungskriterien für die Durchführung von Belastungsversuchen. Für den Nachweis einer ausreichenden Tragsicherheit direkt beprobter Bauteile soll die Versuchsziellast nicht geringer sein als:

$$(a) \ 1,0 \cdot G_{k,1} + 1,1 \cdot G_{k,2} + 1,4 \cdot Q_k + 0,4 \cdot (L_r \text{ oder } S \text{ oder } R) \quad (2.14)$$

$$(b) \ 1,0 \cdot G_{k,1} + 1,1 \cdot G_{k,2} + 1,4 \cdot (L_r \text{ oder } S \text{ oder } R) + 0,9 \cdot Q_k \quad (2.15)$$

$$(c) \ 1,2 \cdot (G_{k,1} + G_{k,2}) \quad (2.16)$$

Sollen die Ergebnisse des experimentellen Nachweises auch auf andere Teile der Konstruktion übertragen werden, müssen leicht erhöhte Versuchsziellasten nachgewiesen werden, die ähnlich den Lasten nach [ACI 318 (2008)] sind (siehe Gleichungen (2.7) bis (2.9)). Die neuen Gleichungen zur Bestimmung der Versuchsziellast ergeben nach [Nanni u. a. (2007)] leicht kleinere globale Sicherheitsabstände von 1,4 bis 1,6 zwischen Tragfähigkeit und Versuchsbelastung als die frühere Gleichung (2.10) mit einem Sicherheitsabstand von 1,7. Die neuen Sicherheitsabstände wurden bewusst niedrig angesetzt, um plastische Verformungen und damit Schädigungen sicher auszuschließen. Die Belastung kann entweder mit Hilfe von Ballast oder, was bevorzugt wird, hydraulisch aufgebracht werden. Für Ballastbelastungen sollte die Last in mindestens 4 gleichmäßigen Inkrementen gesteigert und die Verformung bei jeder Laststufe abgelesen werden. Bei Verwendung hydraulischer Belastungstechnik ist eine zyklische Belastung mit Be- und Entlastungsstufen möglich und so eine

Veränderung im Tragverhalten früher erkennbar. Auch macht die hydraulische Belastung den 24-h-Dauerstandsversuch unnötig und so wird in [Nanni u. a. (2007)] alternativ ein zyklischer Versuch (Cyclic Load Test) vorgeschlagen. Dabei wird die Belastung in 6 Be- und Entlastungszyklen mit je 5 Be- und Entlastungsstufen inkrementell bis zur Versuchsziellast gesteigert (Abbildung 2.9). Für die Bewertung des Tragzustandes im Cyclic Load Test (CLT), werden die Last-Verformungs-Kurven hinsichtlich ihrer Wiederholbarkeit, Stetigkeit und Abweichungen vom linearen Verhalten beurteilt (Abbildung 2.10).

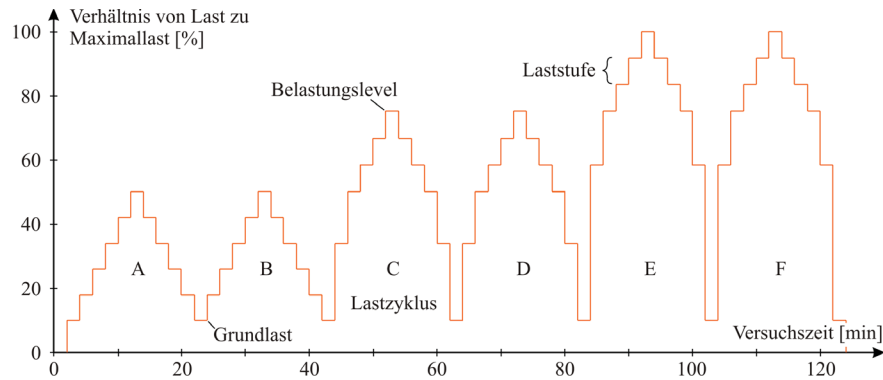


Abb. 2.9.: Belastungsregime für den zyklischen Belastungsversuch nach [Nanni u. a. (2007)]

Die Wiederholbarkeit beschreibt das Verhältnis der bleibenden zur maximalen Durchbiegung zweier aufeinander folgender Zyklen und sollte um nicht mehr als 5% schwanken. Um die Forderung der Stetigkeit zu erfüllen, muss der Zuwachs der bleibenden Verformung innerhalb zweier gleicher Lastzyklen kleiner als 10 % sein, weil größere Werte auf nicht-lineares Tragverhalten hindeuten und somit auf eine Schädigung des untersuchten Bauteils. Nichtlinearitäten werden über das Verhältnis des Anstieges der Belastungs-Verformungs-Kurven $\alpha_i/\alpha_{\text{ref}}$ von zwei Lastzyklen bestimmt (Abbildung 2.10). Dabei sind Steifigkeitsabnahmen bis 75 % der Referenzsteifigkeit der Erstbelastung zulässig. Dieses Verfahren erinnert aufgrund der ähnlichen Vorgehensweise der Interpretation und des Vergleichs der Steifigkeit in verschiedenen Lastzyklen an das von [Runge (1983)] entwickelte α -Verfahren.

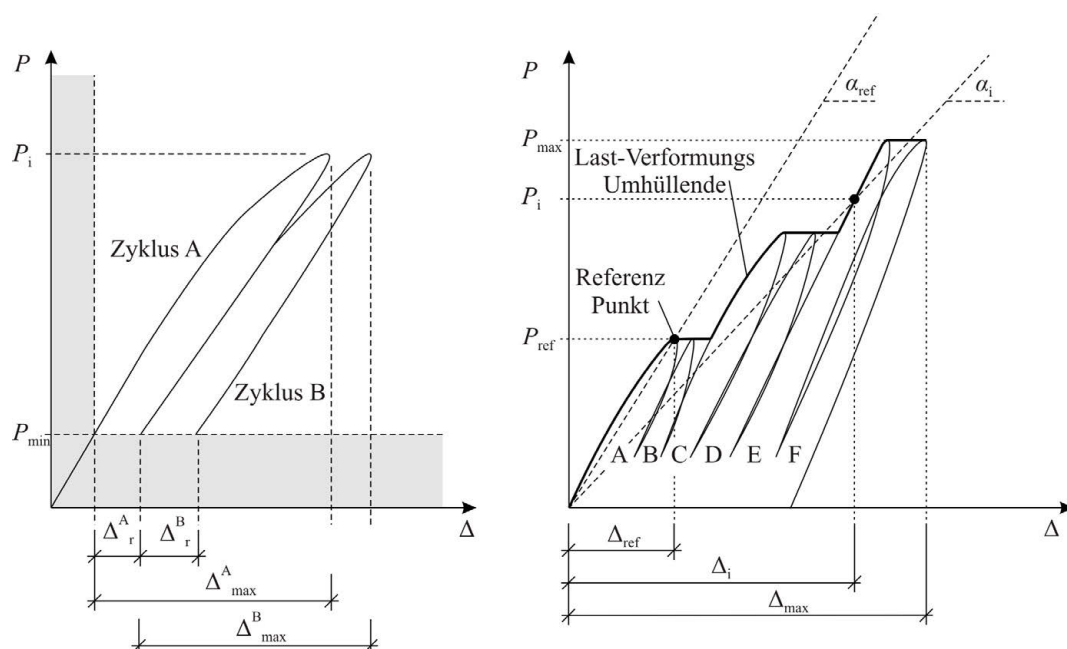


Abb. 2.10.: Darstellung der Bewertungskriterien nach [Nanni u. a. (2007)]

2. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

Das auf [Mettemeyer u. a. (1999)] und [Casadei u. a. (2005)] zurückgehende Verfahren ist bisher nur in wenigen in-situ Untersuchungen angewendet worden und gerade die Bestimmung zulässiger Grenzkriterien benötigt noch weitere Forschungsarbeit. Bei Bauteilen, die die Anforderungen der Mindestbewehrung nach [ACI 318 (2008)] nicht erfüllen, sollte die Belastung vorsichtig gesteigert und der Versuch bei stärkerer Rissbildung im Schubbereich beendet werden [Nanni u. a. (2007)].

andere Staaten

In Kanada gibt der Canadian Highway Bridge Design Code [CAN/CSA-S6 (2000)] in Kapitel 14 Hinweise zur Durchführung von Belastungsversuchen an Brückenbauwerken. Diese sollen nur in Sonderfällen und wenn überhaupt, nur begleitend zur rechnerischen Analyse durchgeführt werden. Der Versuch kann dynamisch oder statisch durchgeführt werden, wobei die Belastung durch Lkw inkrementell (mindestens 4 Laststufen) gesteigert und die Überwachung der zugehörigen Bauwerksverformungen bewertet werden soll. Bei ersten Anzeichen von Nichtlinearitäten oder bleibenden Verformungen soll der Versuch beendet und die zu diesem Zeitpunkt aufgebrachte Last als Tragfähigkeit der Brücke bewertet werden. Die Ergebnisse des Versuches können, falls die Belastung zu klein ist, auf die aufzunehmenden Verkehrslasten rechnerisch extrapoliert und dazu genutzt werden, die Lastfaktoren zu bestimmen.

Auch in der kanadischen Stahlbetonnorm für Hochbauten [CAN/CSA A23.3 (2004)] werden in Kapitel 20 Belastungsversuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit beschrieben. Ausgeschlossen von experimentellen Untersuchungen sind vorgespannte Tragwerke ohne Verbund und Spannbetonbauteile mit Korrosionsschäden. Der Versuch darf nur von einem qualifizierten und erfahrenen Ingenieur durchgeführt werden und die Belastung ist in mindestens 4 Stufen zu steigern. Die Ziellast soll 90 % der zulässigen Beanspruchungen erzeugen und muss bei der Übertragung der Ergebnisse eines Versuches auf gleichartige Konstruktionen mindestens 100 % Bemessungslast sein. Es ist ein 24-h-Dauerstandsversuch durchzuführen, bei dem sich nach weiteren 24 Stunden ohne Last die Durchbiegungen bei Stahlbetonbauteilen im 1. Versuch mindestens um 60 %, im 2. Versuch mindestens um 75 % und bei vorgespannten Bauteilen um 80 % zurückgebildet haben müssen, damit der Nachweis erfolgreich ist.

Die australische Norm [AS 3600 (2009)] enthält nur wenige Hinweise zur Durchführung von Belastungsversuchen an Stahl- und Spannbetonbauteilen. Es werden Versuche zur Bestimmung der Tragsicherheit und Versuche zur Erprobung neuer Bauteile unterschieden. Für den Nachweis einer ausreichenden Tragsicherheit soll die Versuchsziellast 100 % der Bemessungslast entsprechen und stufenweise auf die Konstruktion aufgebracht werden. Die Verformung (Durchbiegung) und Rissbildung ist während des gesamten Versuches zu überwachen und bei Anzeichen für Schädigungen ist der Versuch sofort zu beenden. Der Nachweis einer ausreichenden Tragfähigkeit ist erbracht, wenn das Bauteil die Bemessungslast für 24 Stunden ertragen hat, ohne Anzeichen von Schädigungen, Betonabplatzungen oder übermäßiger Rissbildung zu zeigen. Die Gebrauchstauglichkeit gilt als eingehalten, wenn die charakteristische Belastung für 24 Stunden aufgebracht wurde und die Normkriterien für die Gebrauchstauglichkeit eingehalten sind (Rissbreiten, Durchbiegungen).

In [fib (2008)] werden Belastungsversuche als ergänzende Möglichkeit zum rechnerischen Nachweis aufgeführt, mit deren Hilfe auch das Rechenmodell kalibriert werden kann. Es wird zwischen statischen Versuchen auf Gebrauchslastniveau und Versuchen zur Bestimmung der Tragsicherheit unterschieden. Versuche zur Untersuchung der Gebrauchstauglichkeit und des Tragverhaltens sollen mit extern einzutragenden Lasten $F < 0,25 \cdot G_k + 1,25 \cdot Q_k$ durchgeführt werden, wobei im Versuch keine bleibenden Verformungen entstehen dürfen. Ein 24-h-Dauerstandsversuch wird als sinnvoll beschrieben. Versuche zur Bestimmung der Tragsicherheit werden durchgeführt, um die zulässige zukünftige Nutzlast und deren Sicherheitsabstand zu bestimmen. Die Last soll dabei in 5-10 Stufen

inkrementell gesteigert und auf den Laststufen konstant gehalten werden. Die Bauteilverformungen sollen zu jedem Lastschritt abgelesen werden und beim Auftreten von Nichtlinearitäten ist die Last konstant zu halten und die Bauwerksreaktionen (Zunahme der Verformungen, Rissbildung) sind zu beobachten. Die Belastung kann entweder durch Masselasten oder mechanisch auf die Konstruktion aufgebracht werden.

Insgesamt sind die ausländischen Regelungen zu Belastungsversuchen einander sehr ähnlich, was vor allem sprachlich begründet werden kann. Die englischsprachigen Länder haben ähnliche Vorgaben, Lasten und Bewertungskriterien, die sich in diesem Sprachraum verbreitet und etabliert haben. Die Weiterentwicklungen der Methode der experimentellen Tragsicherheitsbewertung in Deutschland sind im Ausland nahezu unbekannt. Die technische Entwicklung der Belastungs- und Messmöglichkeiten und die stetige Verbesserung des Verständnisses über die Versagens- und Schädigungsmechanismen haben in den USA vor ca. 10 Jahren zu einer Überarbeitung der bestehenden Regelungen geführt, deren Entwicklung Parallelen zu den Prozessen in Deutschland erkennen lässt. Kritisch sind allerdings der immer noch erlaubte Einsatz von Ballastmassen zur Lasterzeugung und die Reduktion der nachzuweisenden Versuchszielast anzusehen.

2.5. Vorankündigung des Versagens von Stahlbetonbauteilen

Die Richtlinie für Belastungsversuche [DAfStb (2000)] erlaubt ergänzende experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten und zur Tragsicherheit bestehender Konstruktionen, wenn sichergestellt ist, dass „eine Gefährdung durch unangekündigtes Versagen (z. B. Schubbrüche, Durchstanzen)“ ausgeschlossen werden kann [DAfStb (2000), Abschnitt 4.5 (3)]. Zwar wird in [DAfStb (2000), Abschnitt 1 (2)] die Durchführung von Belastungsversuchen erlaubt, „wenn gegen unangekündigtes Versagen Vorsorge getroffen wird“, doch wird nicht erläutert, wie diese Vorsorgemaßnahmen zu erfolgen haben. Unabhängig davon, ob eine entsprechende Vorsorge getroffen wird oder nicht, dürfen Belastungsversuche nicht durchgeführt werden, wenn ein Versagen ohne Vorankündigung zu befürchten ist. Zwar kann eine Absturzsicherung die Sicherheit des Versuchspersonals gewährleisten, aber die zukünftige Nutzung des Tragwerks ist ohne besondere Zusatzmaßnahmen beeinträchtigt. Die Richtlinie gibt zudem keine Kriterien für den Ausschluss der Gefahr eines Versagens ohne Vorankündigung und auch keine Bewertungskriterien für Schädigungen bei solchen Versagensarten, die eine sichere Detektion der Versuchsgrenzlast erlauben, weshalb auch schon dadurch ein Versuch bisher ausgeschlossen ist.

Unter der Vorankündigung des Versagens wird im klassischen Sinne verstanden, dass kritische Tragzustände bereits vor ihrem Eintreten deutlich sichtbare Wirkungen am Tragwerk zeigen. Bei weiterer Belastungssteigerung besteht zunächst noch eine ausreichende Resttragfähigkeit, diese ist jedoch mit großen Verformungen, exzessiver Rissbildung, also im weitesten Sinne mit irreversibler Schädigung (plastische Verformung) des Tragwerks verbunden. Somit besteht eine enge Verwandtschaft des Begriffs der Vorankündigung mit dem Begriff der Duktilität.

Die Duktilität als Eigenschaft eines Tragwerkes wird maßgeblich dadurch bestimmt, ob es statisch bestimmt oder unbestimmt ist, ob es ein Stab- oder Flächentragwerk ist – also ob Umlagerungsmöglichkeiten bestehen [König u. a. (1996)], wie groß das Verhältnis zwischen Bewehrung und Beton ist, wie die Bewehrung angeordnet und verlegt ist und welche Eigenschaften die verwendeten Materialien haben – also dem Verformungsvermögen [Marti u. a. (1999)]. Die Vorankündigung des Versagens ist allerdings auch stark von der Einwirkung abhängig – also der Art der Belastung, der Laststellung, der Belastungsgeschwindigkeit und dem Belastungsregime sowie der für die Beurteilung des Tragverhaltens gemessenen Bauteilreaktionen.

2. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

Nach [GruSiBau (1981)] kann ein Versagen als Versagen mit Vorankündigung bezeichnet werden, *wenn:*

- das Versagen duktil erfolgt (z. B. keine Sprödbrüche oder Instabilitäten zu erwarten sind) und
- die Vorankündigung gut wahrnehmbar ist und
- der zeitliche Abstand zwischen Wahrnehmbarkeit und Versagen für eine ausreichende Eingrenzung der Schadensfolgen genügend groß ist.“

Die Bewertung, ob eine Versagensart im Stahlbetonbau als duktil oder als spröde bezeichnet wird, erfolgt hauptsächlich anhand der gemessenen Verformungsgrößen. In den meisten Fällen wird für die Beurteilung des Verformungsvermögens die Durchbiegungsinformation in Form von Last-Durchbiegungs-Diagrammen verwendet. Dabei stellt die Fläche unter der Last-Verformungs-Kurve die Formänderungsarbeit, also das Formänderungsvermögen der untersuchten Konstruktion dar. Als Referenz für die Beurteilung der Duktilität einer Versagensart wird i. d. R. das Biegezugversagen eines Stahlbetonbalkens verwendet, da dieses, verbunden mit einer deutlichen Rissbildung und plastischen Verformung, eine sehr gute Vorankündigung besitzt. Aus diesen Versuchsbetrachtungen und der Zielstellung einer wirtschaftlichen Bemessung von Stahlbetontragwerken durch die Dimensionierung der Biegezugbewehrung, wurde das Kriterium der Vorankündigung festgelegt: erreicht die Längsbewehrung im Versuch die Streckgrenze, gilt das Versagen als duktil, wenn nicht, als spröde [Six (2001)]. [Leonhardt u. Mönnig (1984)] beschreiben den Zusammenhang zwischen Versagensvorankündigung, Stahldehnung und globalem Sicherheitsbeiwert mit einer Unterscheidung zwischen duktil ($\varepsilon_s = 3\text{‰}$) und spröde ($\varepsilon_s = 0\text{‰}$) als lineare Beziehung:

$$2,1 \geq \gamma = 2,1 - 0,35 \cdot (\varepsilon_s/3) \geq 1,75 \quad (2.17)$$

Ob sich ein Bauteilversagen ankündigt oder nicht, hängt also entsprechend der klassischen Definition ausschließlich von den Bauteileigenschaften (Bewehrungsgrad, Material, Geometrie, Konstruktion) ab. Die Art der Belastung, das statische System oder die Messung der entsprechenden Verformung (Schädigung) werden nicht betrachtet. Entsprechend dieser Annahmen ergibt sich für die klassischen, auf der Betrachtung der Querschnittsebene basierenden Versagensarten von Stahlbetonbalken die in Tab. 2.5 dargestellte Einteilung der Versagensarten hinsichtlich ihrer Vorankündigung.

Abweichend von den „klassischen“ Versagensarten können sich bei Stahlbetontragwerken auch andere Versagensmechanismen einstellen. Zum Beispiel können Bauteile mit korrodierte Bewehrung spröde auf Biegezug versagen, da die Korrosion des Stahls zu einer Veränderung der Eigenschaften und vor allem der Duktilität führt. Auch ermüdungsbeanspruchte Bewehrung versagt nicht mehr duktil, sondern bricht spröde und ohne größere Vorankündigung. Das gleiche gilt für die Verwendung höherfester Betone, deren plastisches Dehnungsvermögen wesentlich geringer ist als das normalfester Betone.

Tab. 2.5.: Klassifikation der Versagensarten hinsichtlich ihrer Vorankündigung

Versagen mit guter Vorankündigung / Duktilität	Versagen mit geringer Vorankündigung / Duktilität
Biegezugversagen	Biegezugversagen (gering bewehrt)
sekundäres Biegedruckversagen	primäres Biegedruckversagen
Bügelzugversagen	Stegdruckversagen
	Biegeschubversagen
	Verankerungsversagen
	Durchstanzen

Spannbetonbauteile zeigen i. A. ein eher gutmütiges Ankündigungsverhalten. Kritische Tragzustände kündigen sich bei richtig konstruierten Spannbetonbauteilen rechtzeitig durch große Verformungen und Rissbildung an [König u. a. (1996)]. Problematisch sind Spannbetontragwerke, die einer Gefährdung infolge Spannungsrissskorrosion [Hampel u. a. (2010)] ausgesetzt sind, keine ausreichende Robustheitsbewehrung besitzen oder die voll vorgespannt worden sind und somit die Spannglieder bei Überlastung sofort beginnen sich plastisch zu verformen. [König u. a. (1996)] gibt Empfehlungen zur Beurteilung von Spannbetontragwerken hinsichtlich der Ankündigung des Versagens mit Hilfe des „Riss-vor-Bruch-Kriteriums“ [Albertin-Hummel u. Brandt (2008)].

Wie Untersuchungen von [Vill u. a. (2011)] und [Vill u. a. (2012)] zeigten, besitzen Spannbetontragwerke selbst bei zu geringen Bügelbewehrungsgraden und primärer Schubbeanspruchung ein duktileres Tragverhalten, da sich das Versagen durch große Rissbreiten ausreichend ankündigt. Auch Untersuchungen von [Bolle u. a. (2014)] zeigten, dass vorgespannte Bauteile i. d. R. ein duktileres Tragverhalten zeigen.

Das Ziel einer wirtschaftlichen Bemessung von Stahlbetonbauteilen ist immer mit dem Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung verbunden, weshalb ein ordentlich bemessenes und konstruktiv richtig ausgebildetes Stahlbetonbauteil vor dem Versagen immer ein duktileres Tragverhalten und damit eine Versagensvorankündigung besitzt. Die Vorankündigung sinkt, wenn Bauteile mit fehlender, zu geringer, zu stark dimensionierter oder geschädigter Bewehrung ausgeführt werden und die Versagensursache und das Versagen maßgebend von den Eigenschaften des Betons beeinflusst werden. Als eine Versagensart mit besonders geringer Vorankündigung gilt das Schubversagen von Stahlbetonbauteilen ohne oder mit zu geringer Querkraftbewehrung, weshalb diese Versagensform und deren messtechnisch erfassbare Vorankündigung in dieser Arbeit genauer untersucht werden.

2.6. Experimenteller Nachweis der Schubtragsicherheit

Soll die Tragfähigkeit einer Stahlbetonkonstruktion experimentell nachgewiesen werden, ist die Belastung gemäß [DAfStb (2000)] so anzuordnen, *„dass sie die Einwirkungen im weiteren Nutzungszeitraum in ihrer ungünstigsten Kombination wirklichkeitsnah abbildet“*. Die im Versuch aufgebrachte Belastung muss also die rechnerisch angesetzten Lasten repräsentieren und die gleichen Beanspruchungen in der Konstruktion erzeugen. Das heißt, dass sich die Belastungsart nicht an der nachzuweisenden Querschnittstragfähigkeit (Querkraft- oder Momententragfähigkeit) orientiert, sondern durch die normativ anzusetzenden Einwirkungen festgelegt ist. Was dies für die Durchführung eines experimentellen Nachweises der Schubtragfähigkeit bedeutet, soll nachfolgend diskutiert werden.

Bei einem experimentellen Tragsicherheitsnachweis liegt das zu untersuchende Bauwerk deterministisch mit seinem vorhandenen Eigengewicht vor. Dass heißt, neben zusätzlichen Ausbaulasten bestimmen hauptsächlich die nachzuweisenden Verkehrslasten die Belastungssituation im Versuch. Diese Verkehrslasten orientieren sich grundsätzlich an den Nutzungszielen des Bauherren bzw. späteren Nutzers und sind für die Bemessung in den Tabellen 6.1 bis 6.11 [DIN EN 1990 (2012)] vereinfacht in den Nutzungskategorien A bis H zusammengefasst. Für typische Hochbauten wird die Hauptbeanspruchung durch eine gleichmäßig verteilte Flächenlast q_k und den eventuell zu berücksichtigenden Wind- und Schneelasten gebildet. Dies wird im Versuch durch eine möglichst flächige Verteilung der eingeleiteten Versuchslasten über Lastgeschirre umgesetzt und so eine flächige Beanspruchung angenähert (siehe Abbildung 2.11).

Bei offensichtlich nicht ausreichend guter Lastverteilung des zu beurteilenden Bauteils ist eine an beliebiger Stelle anzuordnende Einzellast Q_k , die auf einer kompakten Fläche von 25 cm^2 verteilt

2. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

ist, ohne gleichzeitige Kombination mit q_k nachzuweisen [Rackwitz u. a. (1996)]. Für allgemein nicht zugängliche Dächer muss zum Beispiel eine an beliebiger Stelle angeordnete Einzellast von 1,5 kN berücksichtigt werden.

Industrie-, Lager- und Gewerberäume sind ebenfalls mit gleichmäßig verteilten Flächenlasten zu beaufschlagen. Auch muss die Lastverteilung infolge einer Einzellast nachgewiesen werden, die ebenfalls unabhängig von der Flächenlast angesetzt wird. Bei eventueller Nutzung von Gabelstaplern oder Transportfahrzeugen sind Einzellasten zusammen mit den Flächenlasten anzusetzen. In [DIN EN 1991-1-1 (2010)] werden sechs Klassen von Gabelstaplern unterschieden, für die charakteristische Werte der Achslasten angegeben werden. Diese Achslasten von Gabelstaplern und Transportfahrzeugen sind in der ungünstigsten Laststellung nachzuweisen (siehe Abbildung 2.12 links).

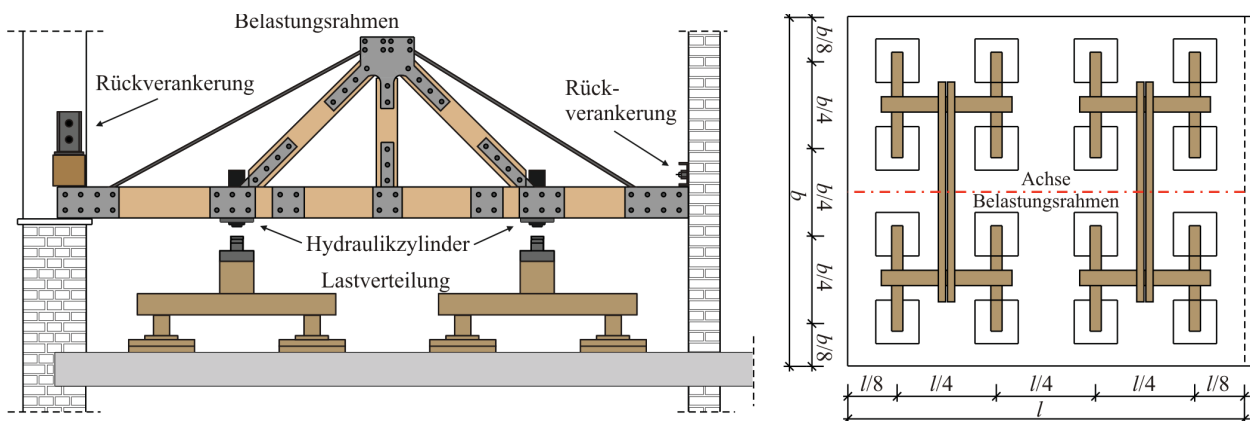


Abb. 2.11.: Belastungsanordnung für den experimentellen Nachweis einer flächigen Einwirkung

Für Parkhausflächen und andere Bereiche mit Fahrzeugverkehr sind neben gleichmäßig verteilten Flächenlasten ebenfalls Einzellasten für die Achslasten anzusetzen. Dabei wird nach [DIN EN 1991-1-1 (2010)] zwischen Fahrzeugbeanspruchungen <30 kN (Kategorie F) und >30 kN (Kategorie G) unterschieden. Die resultierenden Einzellasten sind in ungünstigster Stellung nachzuweisen (siehe Abbildung 2.12 rechts) [Fingerloos u. Grünberg (2008)].

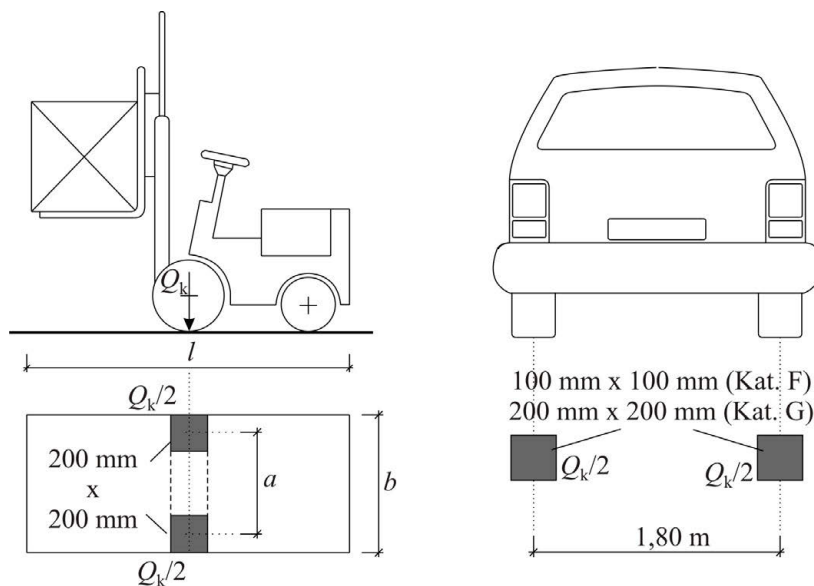


Abb. 2.12.: Ansatz von Einzellasten bei Gabelstaplerverkehr oder Transportfahrzeugen, nach [DIN EN 1991-1-1 (2010)]

Für Spannbetonhohlplatten regelt [DIN EN 1168 (2009)] in Anhang J die experimentelle Prüfung. Danach ist die Platte in einer Entfernung von $2,5 \cdot h$ durch eine konzentrierte Last zu beanspruchen (siehe Abbildung 2.13). Die Anordnung der Belastung in Auflagernähe ermöglicht die direkte Prüfung der Schubtragfähigkeit von Spannbetonhohlplatten. Die Lastaufbringung erfolgt in zwei Lastzyklen, einem ersten bis ca. 70 % der Traglast und einem zweiten mit Belastung bis zum Bruch.

Aus diesen Darstellungen der Einwirkungs- bzw. Beanspruchungssituationen wird klar, dass für die meisten Konstruktionen im Hochbau die Bemessungseinwirkung eine flächige Belastung ist. Kann der experimentelle Nachweis der Tragsicherheit für die aufgebrachte Belastung sicher erbracht werden, ist nachgewiesen, dass das Bauteil eine ausreichende Momenten- und Querkrafttragfähigkeit besitzt. Da die Einwirkung primär eine Biegebeanspruchung, also das maximale Moment, erzeugt hat, wurde der Schubtragfähigkeitsnachweis indirekt erbracht. „Indirekt“ soll in diesem Zusammenhang bedeuten, dass die primäre Aufgabe des Belastungsversuches der Nachweis der Tragfähigkeit gegenüber der bemessungsrelevanten Flächenlast war, die eine primäre Biegebeanspruchung und das maximale Biegemoment erzeugt, die Konstruktion aber auch die Schubbeanspruchung unter der einwirkenden Belastung sicher abgetragen hat.

Ein anderer Fall für einen Belastungsversuch ist die direkte Prüfung der Schubtragfähigkeit einer Konstruktion, wenn z. B. die Bemessungseinwirkung eine auflagernahe Einzellast ist (Fahrzeug- oder Gabelstaplerlasten) oder starke Schädigungen (Betonabplatzungen, Korrosion) im Auflagerbereich die Tragfähigkeit einschränken. In einem solchen Fall wird die Belastung in einem schubkritischen Abstand zum Auflager (a/d -Verhältnis) aufgebracht und nicht die maximale Momentenbeanspruchung erzeugt, wie dies bei Spannbetonhohlplatten festgelegt ist. Eine Empfehlung für die Planung eines experimentellen Nachweises der Schubtragsicherheit wird in Abschnitt 7.3 gegeben.

Praktische Beispiele einer gezielten Untersuchung der Schubtragsicherheit sind in der Literatur nur schwer zu finden. So berichtet [Fling u. a. (1996)] z. B. über Belastungsversuche an einer Stahlbeton-Rahmenkonstruktion, bei der die Schubtragfähigkeit rechnerisch nicht erbracht werden konnte und die zudem zahlreiche schräge Risse an den Zwischenstützungen aufwies. Auch hier wurde die bemessungsmaßgebende flächige Belastung simuliert und eine ausreichende Tragsicherheit der Konstruktion gegen die einwirkenden Querkräfte „indirekt“ nachgewiesen.

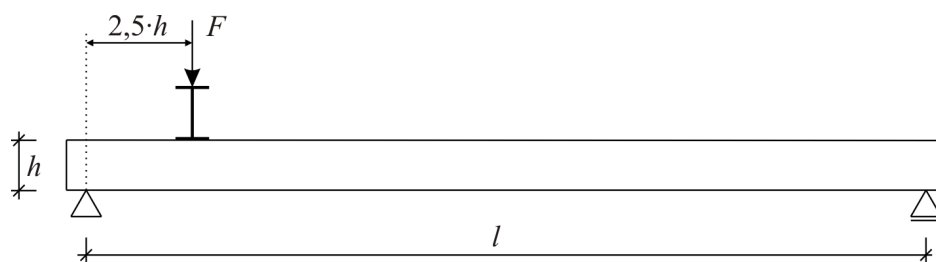


Abb. 2.13.: Versuchsanordnung für die Prüfung der Schubtragfähigkeit von Spannbetonhohlplatten, nach [DIN EN 1168 (2009)]

Ein Beispiel für einen „direkten“ Nachweis der Querkrafttragfähigkeit geben [Mettemeyer u. a. (1999)]. Zur Überprüfung der Wirkung einer Querkraft- und Biegeverstärkung von Plattenbalken mit CFK-Sheets wurden konzentrierte Lasten in Auflagernähe aufgebracht, die die bemessungsrelevante Querkraft am Auflager erzeugten und gleichzeitig die maximale Momentenbeanspruchung nicht überschritten. Dies sollte explizit zeigen, dass auch eine konstante Querkraft im auflagernahen Bereich keine Schädigung erzeugt. Ein weiteres Beispiel für eine „direkte“ Prüfung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonhohlplatten in-situ kann [Bolle u. a. (2013)] entnommen werden.

2. Experimentelle Tragsicherheitsbewertung

3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen

3.1. Schubprobleme im Stahlbetonbau

3.1.1. Schub – Einwirkung und Beanspruchung

Die Bemessung und Konstruktion von Stahlbetonbauteilen soll sicherstellen, dass diese bei übermäßiger Belastung ein Versagen rechtzeitig und ausreichend deutlich ankündigen. Für neu entworfene Konstruktionen sichert die Norm dies zum Beispiel durch die Anordnung von Mindestbewehrungsmengen ab. Bei älteren bestehenden Konstruktionen ist diese Voraussetzung einer Mindestduktilität im Versagensfall allerdings nicht immer per se garantiert, da die früher verwendeten Normen und Bemessungsrichtlinien solch eine Mindestbewehrung nicht zwingend vorsahen.

Während schubbewehrte Bauteile bereits seit ca. 100 Jahren relativ sicher rechnerisch zu erfassen sind, können Bauteile ohne oder mit geringer Schubbewehrung bis heute nicht ausreichend genau berechnet werden. Diese Bauteile bilden aber einen großen Anteil der bestehenden Konstruktionen. Dadurch entstehen heute häufig Probleme bei der Bewertung älterer Bauwerke hinsichtlich ihrer Schubtragfähigkeit. Auch erhöhte Beanspruchungen gegenüber den damals in der Bemessung angesetzten, führen zu Schwierigkeiten bei der Erfüllung der rechnerischen Querkraftnachweise für diese Bauteile.

Trotz dieser rechnerischen Probleme gibt es nur wenige praktische Versagensfälle, in denen die Schubtragfähigkeit real überschritten wurde. Der wohl bekannteste Fall eines Schubversagens ist der des *Air Force Warehouse* in Shelby, Ohio (USA) [Anderson (1957)]. Die Dachbinder versagten in einem Bereich, in welchem sie ohne Bügelbewehrung ausgeführt wurden, obwohl die damals zulässigen Schubspannungen von $0,6 \text{ N/mm}^2$ eingehalten waren (siehe Abbildung 3.1). Dieser Unfall zeigte, dass die damals verwendete Absicherung gegen eine obere Grenze der Schubspannungen keine gute Beschreibung des tatsächlichen Schubtragverhaltens darstellte und führte in den USA und in Europa zu riesigen Forschungsaktivitäten zur Untersuchung des „Schubphänomens“.



Abb. 3.1.: Schubversagen beim *Air Force Warehouse* [Sherwood (2008)], [Anderson (1957)]

Dieses einzige in der Literatur gefundene Beispiel eines Schubversagens einer Hochbaukonstruktion zeigt, dass ein Schubversagen in realen Bauteilen und Tragkonstruktionen eher selten eintritt und

3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen

auch in Versuchen nur unter bestimmten, gezielt ausgewählten Parameterkombinationen und unter definierten Randbedingungen erreicht wird.

Für die Beurteilung der Schubtragfähigkeit eines bestehenden Bauteiles, insbesondere eines Bauteiles ohne oder mit geringer Schubbewehrung, ist es im Zuge der Vorbereitung von Belastungsversuchen nicht sinnvoll, die Einschätzung des Widerstandes ausschließlich anhand einer Nachweisgleichung für Neubauten durchzuführen, weil diese die unterschiedlichen konstruktiven Ausbildung nicht erfassen kann. Wichtige Einflussfaktoren auf das Schubtragverhalten wie die Schubslankheit, die Verbundeigenschaften und die Streckgrenze der Längsbewehrung, die Bewehrungsführung, der Längsbewehrungsgrad, die Art der Belastung, die Bauteilhöhe, die Querschnittsform, das statische System und eine eventuelle Vorspannung [Leonhardt u. Walther (1962)] können dabei nur unzureichend berücksichtigt werden. Bestehende Bauwerke können ganz unterschiedliche Kombinationen dieser Einflussfaktoren besitzen und viele davon sind schon allein aufgrund ihrer speziellen Geometrie und Bewehrungsführung überhaupt nicht gefährdet ein Schubversagen zu erleiden, auch wenn nach heutiger Norm rechnerisch eine zusätzliche Querkraftbewehrung erforderlich wäre.

Die in der europäischen Norm [DIN EN 1992-1-1 (2004)] angegebene Widerstandsfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbauteilen ohne Schubbewehrung ist die empirische Beschreibung einer unteren Grenze der Tragfähigkeit und beruht auf der statistischen Auswertung einer großen Anzahl von Laborversuchen. Dabei wurden die Ergebnisse unterschiedlich ausgeführter Balken (größtenteils Einfeldträger unter Einzellasten) zusammengefasst und mit Hilfe einer Regression eine untere Mindesttragfähigkeit bestimmt. Dies stellt für Neubauteile eine sichere Grundlage für die Bemessung dar und führt dazu, dass die meisten Bauteile eine entsprechende Schubbewehrung erhalten.

Für die Beurteilung der Schubtragsicherheit bestehender Gebäude und Bauteile ist aber eine andere Vorgehensweise erforderlich. Im ersten Schritt ist zu beurteilen, ob für die gegebene Situation am bestehenden Bauteil überhaupt die Gefahr eines Schubversagens besteht. Diese Bewertung bedingt eine genaue Bestandsaufnahme und die Kenntnis der der damaligen Bemessung zugrunde liegenden Vorschriften und Auffassungen zur Schubbemessung im Stahlbetonbau. Grundlegend für die Beurteilung ist zunächst die Unterscheidung der verschiedenen Bauteile und Konstruktionsformen, da bereits so eine Eingrenzung hinsichtlich einer Schubbruchgefährdung getroffen werden kann. Die Grundlagen für eine solch individuelle Beurteilung werden in den nachfolgenden Abschnitten dargestellt. Für Hochbaukonstruktionen sind vor allem Balken- und Plattentragwerke von Bedeutung, die nachfolgend näher beleuchtet werden.

Balkentragwerke

Bei Balkentragwerken haben die Querschnittsform, die Abmessungen und die Bewehrung eine große Bedeutung für das Schubtragverhalten und beeinflussen die sich einstellende Versagensform maßgeblich (siehe Abbildung 3.2). Anders als bei Stahlbetonplatten, die i. d. R. ohne eine Schubbewehrung ausgeführt wurden, wurde bei Balken seit 1916 eine Bügelbewehrung zur Aufnahme der Schubspannungen angeordnet, falls die einwirkenden Schubspannungen die zulässigen Grenzwerte überschritten. Seit 1904 wurde bereits normativ empfohlen, die Schubspannungen durch aufgebogene Längsbewehrung abzudecken. Bei Spannbetonkonstruktionen, vor allem aus den 1950er bis 1970er Jahren, wurde jedoch häufig auf eine Bügelbewehrung verzichtet bzw. nur sehr spärlich eingebaut, da hier die Nachweise maximal zulässiger Schubspannungen (bzw. schiefer Hauptzugspannungen) infolge der Vorspannung i. A. erfüllt waren, bzw. durch eine Erhöhung der Querschnittsbreite und/oder der Vorspannkraft erfüllt wurden. Diese Spannbetonbauteile sind nach heutigem Verständnis potentiell gefährdet, infolge Schub zu versagen, da nicht ausreichend Bewehrung vorhanden ist, um die im Moment der schrägen Rissentwicklung freiwerdenden Kräfte aufzunehmen (siehe auch Abschnitt 3.3.6).

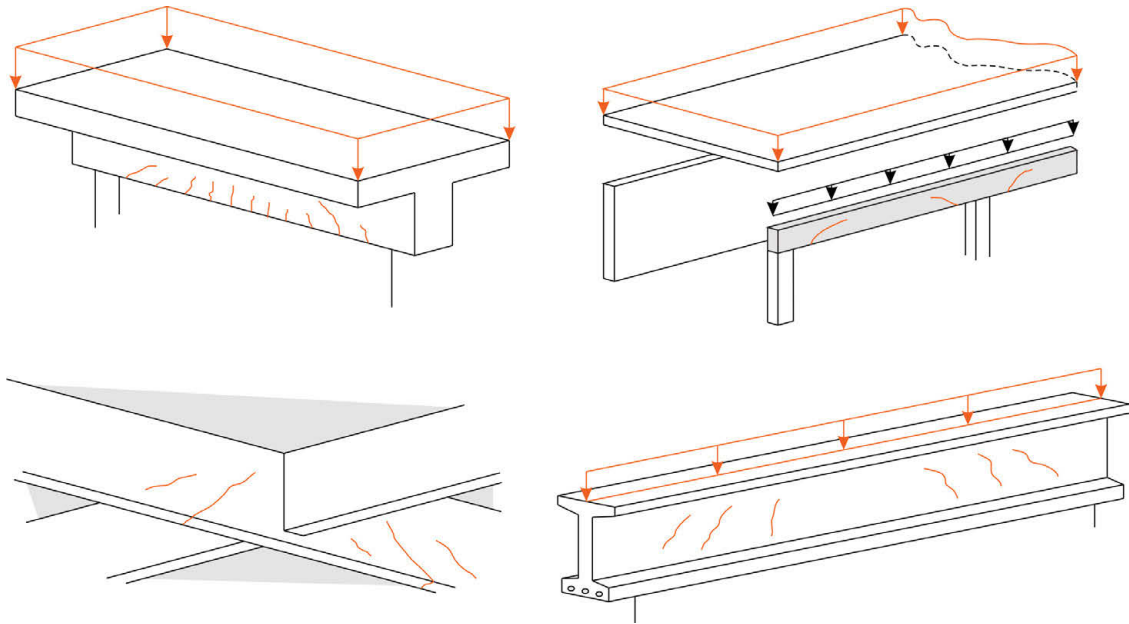


Abb. 3.2.: Schubbeanspruchungen bei Balkentragwerken des Hochbaus

Plattentragwerke

Zweiachsig gespannte Platten versagen i. A. infolge Biegung und mit ausreichender Vorankündigung. Hier kann eine Gefährdung durch Schub aufgrund der zweiachsigen Beanspruchung und der vielen Umlagerungsmöglichkeiten grundsätzlich ausgeschlossen werden. Auch in der Fachliteratur konnte kein Beispiel für ein Schubversagen einer zweiachsig gespannten Platte gefunden werden. Problematisch sind ausschließlich schlanke punktförmig gestützte oder belastete Platten, bei denen ein Durchstanzen auftreten kann. Durchstanzen wird in dieser Arbeit nicht betrachtet, da der Fokus auf dem Biegeschubversagen liegt und es sich beim Durchstanzen um ein lokales Versagen handelt.

Einachsig gespannte Platten besitzen in der Regel einen geringen Biegebewehrungsgrad, so dass zuerst ein Biegeversagen eintreten wird. Nur für bestimmte Bedingungen (Schubslankheit, Längsbewehrung, Verbund, Bauteilhöhe u. a.) ist bei einachsig gespannten Platten mit hohem Längsbewehrungsgrad ein Schubversagen denkbar (siehe Abschnitt 3.3.2). In Abschnitt 7.2 werden normative Kriterien für Bauteile ohne Schubbewehrung angegeben, für die ein Schubversagen sicher ausgeschlossen werden kann.

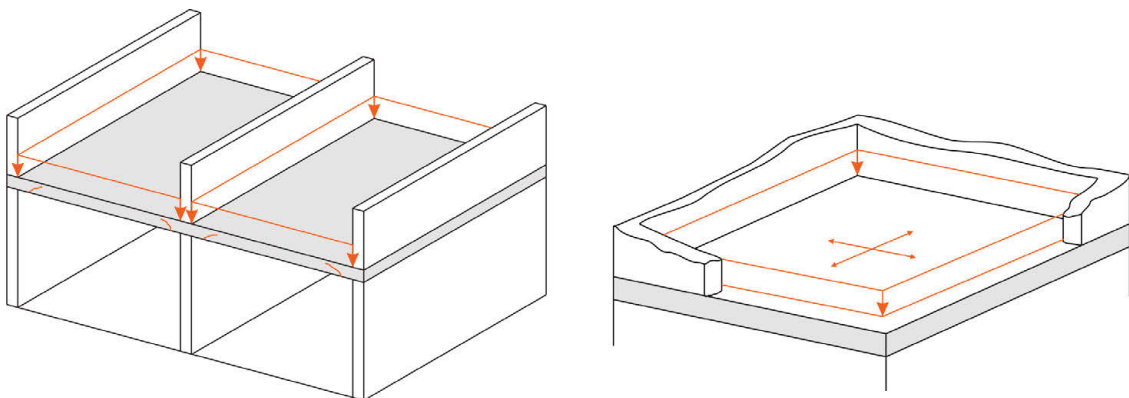


Abb. 3.3.: Schubbeanspruchungen bei Plattentragwerken des Hochbaus

3.1.2. Geschichtliche Entwicklung der Schubbemessung

Viele Konstruktionen aus der Anfangszeit des Stahlbetonbaus wurden aufgrund der starren Patentregelungen entweder nach dem System Monier oder dem System Hennebique ausgeführt. Das System Monier [Wayss u. Koenen (1887)] kannte zunächst nur eine Bewehrung gegen Biegezugspannungen, eine besondere Bewehrung gegen Schubbeanspruchungen war nicht vorgesehen. Koenen's Voutendecke [Foerster u. a. (1921)] besaß dagegen schon Aufbiegungen an den Auflagern, die einer Schubbeanspruchung Widerstand leisten konnten. Im System von Hennebique waren für den Abtrag von Schubbeanspruchungen Flachstahlbügel vorgesehen [Hellebois (2013)]. Zusätzlich führte Hennebique die für den Abtrag der Biegezugkräfte nicht mehr benötigte Längsbewehrung an den Auflagern in die Druckzone bzw. über die Unterzüge bei Durchlaufträgerwirkung (siehe Abbildung 3.4). In Untersuchungen konnte [Hellebois (2013)] zeigen, dass diese Bewehrungsführung eine ausreichende Schubtragfähigkeit sicherstellt. Ritter erläuterte in [Ritter (1899a)], [Ritter (1899b)] und [Ritter (1899c)] die Konstruktionsprinzipien der Bauweise Hennebique und zeigte erste Berechnungsmöglichkeiten zur Bestimmung der benötigten Bewehrung mit Hilfe eines Fachwerkmodells. Auch [Christophe (1899)] beschreibt erste Modelle zur Bestimmung der erforderlichen Schubbewehrung. Er empfahl für Bauteile ohne Bügelbewehrung die zulässige Schubspannung auf $0,25 \text{ N/mm}^2$ zu begrenzen.

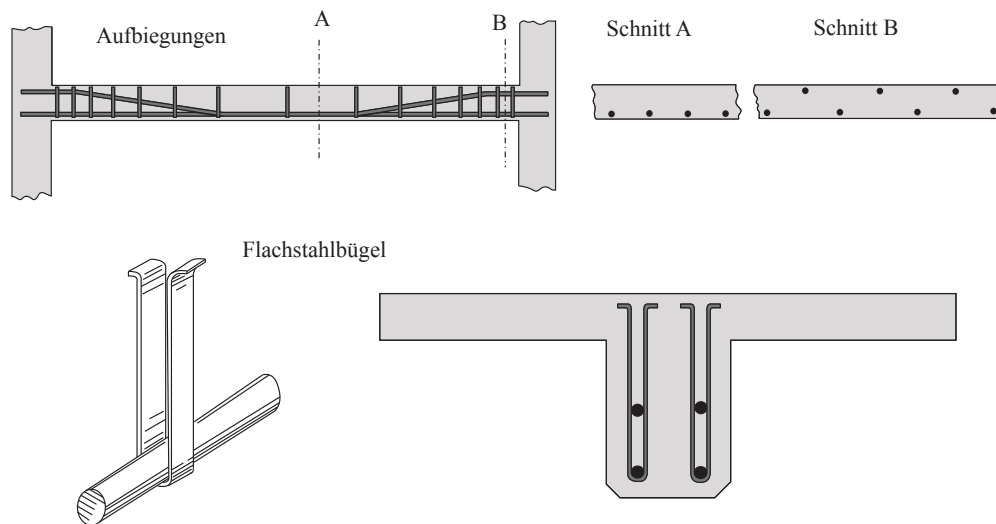


Abb. 3.4.: Verwendete Schubbewehrung beim System Hennebique [Ritter (1899a)]

Die Kenntnis dieser historischen Bauweisen und deren Konstruktionsprinzipien ist eine wichtige Voraussetzung für die Bewertung bestehender Konstruktionen hinsichtlich ihrer Tragsicherheit. Seit 1904 ist die Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen in Deutschland erstmals durch einheitliche Bemessungsvorschriften geregelt. Die Entwicklung der Normenregelung zur Schubbemessung soll nachfolgend vorgestellt werden, um somit Ansätze für die Bewertung bestehender Konstruktionen und der ihnen zugrunde liegenden Bemessungsgedanken zu geben. Die nachfolgenden Ausführungen sind in einem anderen Umfang und einer anderen Zusammenstellung bereits in [Müller (2012a)] und [Schacht u. a. (2013b)] dargelegt worden.

In den Vorläufigen Leitsätzen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten [DBV (1904)] wurde die maximale Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbalken und -platten ohne Schubbewehrung auf

$$\tau_0 = \frac{V}{b \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right)} \leq \tau_{0,\text{zul}} = 4,5 \text{ kg/cm}^2 \hat{=} 0,45 \text{ N/mm}^2 \quad (3.1)$$

begrenzt, wenn der Beton eine Druckfestigkeit von 180 bis 200 kg/cm² aufwies. In Gleichung (3.1) beschreibt V die einwirkende Querkraft, b die Bauteilbreite, h die statische Nutzhöhe und x die Druckzonenhöhe, wobei beachtet werden muss, dass die Bestimmung der Druckzone abhängig davon war, ob das Bauteil einlagig oder zweilagig bewehrt war. Nach [Wagner (1983)] wurde allerdings „*bei einfachen Plattenkonstruktionen mittlerer Stützweite ... ein Schubspannungsnachweis und damit die Anordnung von Schubbewehrung ... nicht für notwendig gehalten*“.

Mit den 1907 eingeführten Bestimmungen des königlich preußischen Ministeriums [DBV (1907)] galt es, Schubspannungen nachzuweisen, „*wenn Form und Ausbildung der Bauteile ihre Unschädlichkeit nicht ohne weiteres erkennen lassen*.“ Der Nachweis entsprach dem von 1904, nur dass h nun die Bauteilhöhe und nicht mehr die statische Nutzhöhe darstellte und zwei verschiedene Möglichkeiten (mit und ohne Berücksichtigung von Betonzugspannungen) bestanden, die Druckzonenhöhe zu bestimmen. Dies wurde 1916 mit den Bestimmungen des Deutschen Ausschuss für Eisenbeton [DAfEB (1916)] zurückgenommen und erstmals eine obere zulässige Grenze der zulässigen Schubspannungen angegeben. Die Begrenzung von $\tau_{0,\max}$ auf 1,4 N/mm² entspricht der heutigen Begrenzung der Tragfähigkeit der Betondruckstrebe $V_{Rd,\max}$ und hatte nach [Mörsch (1929)] den Zweck, die Ausbildung von zu niedrigen oder zu schmalen Rippen bei Plattenbalken-Konstruktionen zu vermeiden. Da in Stahlbetonbalken, die nach den Bestimmungen von 1904 bzw. 1907 ausgeführt worden waren, bereits auf Gebrauchslastniveau Schubrisse aufgetreten waren, wurde die maximale Beanspruchbarkeit von Bauteilen ohne Schubbewehrung auf $\tau_{0,\text{zul}} = 0,4 \text{ N/mm}^2$ reduziert. Für die Bereiche, in denen die einwirkenden Schubspannungen größer waren als $\tau_{0,\text{zul}}$, sollten die Schubspannungen $\tau_0 > \tau_{0,\text{zul}}$ vollständig durch aufgebogene Eisen oder Bügel aufgenommen werden.

1925 wurde mit den Bestimmungen des Deutschen Ausschuss für Eisenbeton [DAfEB (1925)] der zulässige Wert der Schubspannungen bei Verwendung hochwertiger Zemente auf $\tau_{0,\text{zul}} = 0,55 \text{ N/mm}^2$ erhöht. Auch wurde die volle Schubsicherung nach Mörsch eingeführt, nach der bei Überschreitung von $\tau_{0,\text{zul}}$ alle Schubspannungen durch aufgebogene Eisen oder Bügel aufzunehmen waren. Dadurch sollte gewährleistet werden, dass für die Biege- und Schubbemessung ein gleiches Sicherheitsniveau erreicht wurde. In [DAfEB (1925)] wird der Schubnachweis für Stahlbetonplatten nicht explizit gefordert. Mörsch kommentierte dies in [Mörsch (1929)] so, dass „*beim rechteckigen Querschnitt, also den Platten*“ die Grenze der zulässigen Schubspannungen i. d. R. nicht erreicht wird und verweist auf Plattenversuche des DAfEB ([Bach u. Graf (1915)], [Graf (1926)], [Graf (1938)]), bei denen das Versagen „*gewöhnlich in Feldmitte*“ eintrat.

In den Bestimmungen von 1932 [DAfEB (1932)] wurde erstmals explizit gefordert, dass der Schubspannungsnachweis auch für Platten zu führen ist. Diese Forderung wurde dadurch kompensiert, dass von nun an unterschiedliche untere Grenzwerte $\tau_{0,\text{zul}}$ für Balken und Platten galten. Rippendecken, Balken und Plattenbalken durften ohne Schubbewehrung ausgeführt werden, wenn $\tau_0 \leq \tau_{0,\text{zul}} = 0,4 \text{ N/mm}^2$, für Platten galt ein erhöhter Grenzwert von $\tau_{0,\text{zul}} = 0,6 \text{ N/mm}^2$. Bei Verwendung von Betonen mit einer Würfeldruckfestigkeit größer als 160 kg/cm² durften diese Werte auf $\tau_{0,\text{zul}} = 0,55 \text{ N/mm}^2$ bzw. $0,8 \text{ N/mm}^2$ erhöht werden. Auch die maximal aufnehmbare Schubspannung wurde für höhere Festigkeiten auf $\tau_{0,\max} = 1,6 \text{ N/mm}^2$ angehoben. Die explizite Forderung eines Schubsicherheitsnachweises für Platten wurde durch die Erhöhung der zulässigen Grenzwerte $\tau_{0,\text{zul}}$ aufgeweicht, so dass für normale Plattentragwerke des Hochbaus keine Schubbewehrung nötig war. Konnte der Grenzwert nicht eingehalten werden, musste die gesamte Schubkraft durch Bewehrung aufgenommen werden.

Mit Einführung von [DIN 1045 (1943)] wurde die Grenze der zulässigen Schubspannung, bei der keine Schubbewehrung nötig ist, entsprechend den Betonfestigkeitsklassen weiter aufgeschlüsselt und weiterhin die Bemessung von Platten und Balken unterschieden (siehe Tabelle 3.1). Die Erhö-

3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen

Tab. 3.1.: Zulässige Schubspannungen in kg/cm² für Bauteile ohne Schubbewehrung [DIN 1045 (1943)]

Güteklasse des Betons			B120	B160	B225	B300
Schub infolge Biegung	ohne Schubsicherungs- nachweis in Platten in Balken	τ_0	6	8	9	10
		τ_0	4	6	7	8
	Maximale Schubspannung	$\tau_{0,\max}$	14	16	18	20

hung der zulässigen Schubspannung für Balken aus B160 von $\tau_{0,\text{zul}} = 0,55 \text{ N/mm}^2$ auf $0,6 \text{ N/mm}^2$ ist wahrscheinlich durch Aufrunden zu erklären.

In den Fassungen von [DIN 1045 (1952)] und [DIN 1045 (1959)] änderte sich nichts am Format des Schubnachweises. Mit Einführung von [DIN 1045 (1972)] wurde die n-freie Biegebemessung und für die Schubbemessung eine Unterteilung des Bauteils in drei Bereiche eingeführt sowie eine globale Sicherheit von $\nu = 1,75$ festgelegt. Für planmäßig ungerissene (vorgespannte) Bauteile wurde eine neue Gleichung zur Bestimmung der Schubspannung angegeben:

$$\max \tau_0 = \frac{V \cdot S}{I \cdot b}. \quad (3.2)$$

Dabei bedeuten V die einwirkende Querkraft, S das statische Moment, I das Flächenträgheitsmoment und b die Bauteilbreite. Erstmals durfte die bemessungsmaßgebende Querkraft reduziert werden, wobei die Nachweisführung mit der Querkraft im Abstand $0,5 \cdot h$ vom Auflager entfernt (h ist die statische Nutzhöhe) eine Berücksichtigung der direkten Abstützung auflagnaher Lasten darstellt. Die Unterscheidung von drei Schubbereichen für den Nachweis ist auf eine Reduktion der nötigen Schubbewehrung entsprechend der vollen Schubsicherung nach Mörsch zurückzuführen. Die Grenzwerte für die Schubbemessung der drei Bereiche sind in Tabelle 3.2 dargestellt. In Tabelle 3.2 wird die zulässige Schubspannung an die Bedingung geknüpft, ob die Längsbewehrung abgestuft (Zeile a) oder ohne Abstufungen bis zum Auflager verlegt wurde (Zeile b). Unabhängig davon war mindestens die Hälfte der Feldbewehrung bis über das Auflager zu führen und dort zu verankern. Für den Bereich 1 musste die maximal einwirkende Schubspannung der nachfolgenden Bedingung genügen:

$$\max \tau_0 \leq \tau_{011} \text{ bzw. } \tau_{012}. \quad (3.3)$$

Auf eine Schubbewehrung durfte bei Stahlbetonplatten verzichtet werden, wenn diese die Bedingung $\max \tau_0 \leq k_1 \cdot \tau_{011}$ erfüllten. Dabei ergab sich der Beiwert k_1 zu:

$$0,5 \leq k_1 = \frac{0,2}{d} + 0,33 \leq 1,0. \quad (3.4)$$

Die Plattendicke d war in Gleichung (3.4) in m einzusetzen. Bis $d = 30 \text{ cm}$ betrug der Faktor $k_1 = 1,0$, d. h. für größere Bauteile wurde die zulässige Schubspannung abgemindert. Unter der Bedingung, dass die Platte einer ständigen, gleichmäßig verteilten Vollbelastung ausgesetzt war, durfte der Beiwert k_1 durch den Beiwert k_2 ersetzt werden.

$$0,7 \leq k_2 = \frac{0,12}{d} + 0,6 \leq 1,0 \quad (3.5)$$

Tab. 3.2.: Zulässige Schubspannungen in kp/cm^2 für Bauteile nach [DIN 1045 (1972)]

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	Bauteil	Be- reich	Schub- spann- ung $\tau_{0,\max}$	Grenzen der Schubspannung $\tau_{0,\text{zul}}$ Bn150 Bn250 Bn350 Bn450 Bn550					Nachweis der Schub- deckung	Schub- deckung
1a 1b	Platten	1	τ_{011}	2,5 3,5	3,5 5	4 6	4,5 7	5,5 8	nicht erforderlich	keine
2		2	τ_{02}	12	18	24	27	30	erforderlich	verminderte Schub- deckung
3	Balken	1	τ_{012}	5	7,5	10	11	12,5	nicht erfor- derlich	konstruktiv
4		2	τ_{02}	12	18	24	27	30	erforderlich	verminderte Schub- deckung
5		3	τ_{03}	20 30 40 45 50 nur bei d bzw. $d_0 \geq 45$ cm und Verwendung von Rippenstahl					erforderlich	volle Schub- deckung

Für Plattendicken $d \leq 0,3\text{m}$ ergaben sich auch für den Faktor k_2 keine Abminderungen und es durfte der volle Wert der zulässigen Schubspannung τ_{011} angesetzt werden. Für Platten mit Mindestschubbewehrung durfte der erhöhte zulässige Schubspannungswert τ_{012} angesetzt werden. Dieser Wert war für Balken höher, weil hier die zusätzlichen Traganteile der Mindestschubbewehrung bereits berücksichtigt waren. Die Bemessung für die Bereiche 2 und 3 wird hier nicht näher vorgestellt und kann [DIN 1045 (1972)] entnommen werden. In den Ausgaben [DIN 1045 (1978)] und [DIN 1045 (1988)] blieben diese Regelungen zum Nachweis der Schubtragfähigkeit für Plattentragwerke unverändert erhalten.

In der ehemaligen DDR wurde 1963 die alte [DIN 1045 (1943)] durch [TGL 0-1045 (1963)] abgelöst. Als einzige Veränderung zur Vorgängernorm wurde beim Schubsicherheitsnachweis Tabelle 3.1 um die Betonfestigkeitsklasse B450 erweitert (siehe Tabelle 3.3). Für den Bereich $\tau_{0,\max} \geq \tau_0 > \tau_{0,\text{zul}}$ musste nach [TGL 0-1045 (1963)] der Schubsicherheitsnachweis erbracht werden. Die Schubbewehrung musste dann für die um 20 % reduzierte Gesamtschubfläche bemessen werden und konnte aus aufgebogenen Stäben und/oder Bügeln bestehen. In [TGL 0-1045 (1973)] gab es eine Neuerung hinsichtlich der Bestimmung der einwirkenden Schubspannung. Die Vergleichsspannung τ_0 wurde nicht nur aus der Querkraft, sondern zusätzlich aus einem Biegeanteil bestimmt:

$$\tau_0 = \frac{1}{b_0 \cdot z} \cdot \left(Q \pm \frac{M}{h} \right) \cdot \tan \varphi. \quad (3.6)$$

Dabei ist b_0 die Breite des Querschnittes, z der innere Hebelarm, h die statische Nutzhöhe und φ bezeichnet den Winkel zwischen Druck- und Zuggurt. Ist $\tau_0 \leq \tau_{0g}$ war kein Schubnachweis erforderlich. Eine obere Begrenzung der zulässigen Schubspannungen stellten $\max \tau_{01}$ und $\max \tau_{02}$ dar [TGL 0-1045 (1973)]. Für Schubspannungen $\tau_0 > \tau_{0g}$ war Schubbewehrung zur Aufnahme dieser zu bestimmen. Dabei durfte die aufzunehmende Schubspannung über das Verhältnis $\tau_0 / \max \tau_{01}$ abgemindert werden, womit die Mitwirkung des Betons bei der Querkraftsicherung berücksichtigt werden sollte.

3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen

Tab. 3.3.: Zulässige Schubspannungen in kp/cm^2 für Bauteile ohne Schubbewehrung [TGL 0-1045 (1963)]

Bauteile und Beanspruchungsart	Baustoff und Anwendungsbereich		$\tau_{0,\text{zul}}$ [kp/cm^2]				
			B120	B160	B225	B300	B450
Schub infolge Biegung	ohne Schubsicherungsnachweis						
	in Platten	τ_0	6	8	9	10	11
	in Balken	τ_0	4	6	7	8	9
	Maximale Schubspannung	$\tau_{0,\text{max}}$	14	16	18	20	23

Ab 1980 erfolgte der Nachweis der Schubsicherung in der DDR nicht mehr auf Basis der Schubspannungen, sondern wurde auf Grundlage von Querkraften geführt. Auch wurde mit Einführung von [TGL 33402 (1980)] bis [TGL 33405 (1980)] die Bemessung auf Basis von Teilsicherheitsbeiwerten umgestellt und das Konzept der globalen Sicherheitsbeiwerte verlassen. Der Rechenwert der Querkraft ergab sich nach Gleichung (3.7).

$$Q_{\text{ur}} = \kappa_Q \cdot Q_{\text{u}} + \frac{|M| \cdot \vartheta}{h_s} \quad (3.7)$$

Dabei ist h_s die statische Nutzhöhe in m, Q_{u} die Querkraft am Auflagerrand und ϑ der Winkel zwischen Druck- und Zuggurt. Der Vorfaktor κ_Q berücksichtigt die Art der Belastung und die Ausführung des Bauteils. Bei gleichmäßig verteilter Belastung und bis zu den Auflagern durchgehender Längsbewehrung durfte der Bemessungswert der Querkraft abgemindert werden und ergab sich für Bauteile mit direkter Lagerung zu:

$$0,5 \leq \kappa_Q = \frac{1}{4 \cdot h_s} \cdot \sqrt{h_s} \leq 1,0. \quad (3.8)$$

Bei Einzellasten in Auflagernähe $s_F \leq 2 \cdot h_s$ durfte die Querkraft mit $\kappa_Q = s_F / (2 \cdot h_s)$ abgemindert werden. Für alle anderen Belastungssituationen war $\kappa_Q = 1,0$. Die aufnehmbare Querkraft wurde mit Hilfe von Gleichung (3.9) bestimmt.

$$Q_1 = \alpha_1 \cdot b_0 \cdot h_s \cdot R_{\text{bt}} \quad (3.9)$$

Dabei ist b_0 die Breite des Bauteils und h_s die statische Nutzhöhe. Der Faktor α_1 war abhängig von der Ausführung des Bauteils und ergab sich zu 0,6, wenn bei Platten mindestens 1/3 der Feldbewehrung über das Auflager geführt und die übrige Bewehrung in der Druckzone verankert wurde. Für alle anderen Fälle ergab sich α_1 zu 0,5. Der Rechenwert für die Betonzugfestigkeit R_{bt} ergab sich für den Grenzzustand der Tragfähigkeit aus der Multiplikation des Grundwertes der Zugfestigkeit R_{bt}^0 und dem Produkt m_{b} aus den zu berücksichtigenden Anpassungsfaktoren m_{bi} nach [TGL 33403 (1980)] (siehe Gleichung (3.10)).

$$R_{\text{bt}} = R_{\text{bt}}^0 \cdot m_{\text{b}} = R_{\text{bt}}^0 \cdot \prod m_{\text{bi}} \quad (3.10)$$

Im Model Code 1990 [CEB-FIP (1991)] wurde die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung auf Grundlage einer empirischen Gleichung bestimmt, die durch eine statistische Auswertung der durchgeführten Schubversuche ermittelt wurde. Danach ergab sich der

charakteristische Wert für die Querkraft, bei der sich der Schubriss ausbildet, nach Gleichung (3.11). In [Zink (2000)] wird für diesen Wert eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen gefunden.

$$V_{\text{sr},k} = 0,15 \cdot \left(\frac{3 \cdot d}{a} \right)^{1/3} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{\text{ck}})^{1/3} \cdot b_{\text{red}} \cdot d \quad (3.11)$$

wobei $\xi = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$

a	Abstand der maßgebenden Last zum Auflager
$\rho_l = A_{\text{sl}}/b_w \cdot d$	Längsbewehrungsgrad
A_{sl}	Querschnittsfläche der Längsbewehrung
b_{red}	Querschnittsbreite
d	statische Nutzhöhe
f_{ck}	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit

Mit der Wiedervereinigung 1990 wurde in Gesamtdeutschland [DIN 1045 (1988)] verbindlich, bis 2001 mit Erscheinen von [DIN 1045-1 (2001)] die Bemessung auf das Teilsicherheitskonzept umgestellt wurde. Mit Einführung von [DIN 1045-1 (2001)] wurde der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Schubbewehrung mit Hilfe einer an den bekannten Schubversuchen an Balken ohne Bügelbewehrung kalibrierten empirischen Beziehung geführt. Der Bemessungswert des Querkraftwiderstands $V_{\text{Rd,ct}}$ ergab sich nach Gleichung (3.12). Der Wert basiert auf der in [CEB-FIP (1991)] gegebenen Formulierung, nur dass der Einfluss der Schubslankheit vernachlässigt und der Einfluss einer vorhandenen Normalkraft berücksichtigt wurde.

$$V_{\text{Rd,ct}} = \left[0,10 \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{\text{ck}}^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{\text{cd}} \right) \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3.12)$$

wobei $\kappa = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$

κ	Maßstabsfaktor
η_1	abhängig von der Betonart (Normalbeton $\eta_1 = 1,0$)
$\rho_l = A_{\text{sl}}/b_w \cdot d$	Längsbewehrungsgrad
A_{sl}	Querschnittsfläche der Längsbewehrung
b_w	Querschnittsbreite
d	statische Nutzhöhe
f_{ck}	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
$\sigma_{\text{cd}} = N_{\text{Ed}}/A_c$	Bemessungswert der Betonnormalspannung im Schwerpunkt

Für Bauteile, die auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit ungerissen bleiben, d. h. die Betonzugspannungen kleiner als $f_{\text{ctk};0,05}/\gamma_c$ sind, durfte die Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (72) aus [DIN 1045-1 (2001)] ermittelt werden.

Die 2008 herausgegebene [DIN 1045-1 (2008)] enthielt keine Veränderungen beim Querkraftnachweis im Vergleich zu [DIN 1045-1 (2001)], doch eine entscheidende Erweiterung. Es durfte für biegebewehrte Bauteile ohne Schubbewehrung nun ein Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (3.13) angesetzt werden, der unabhängig von dem in Gleichung (3.12) angegebenen Wert war, welcher hauptsächlich durch den Längsbewehrungsgrad dominiert wird.

$$V_{\text{Rd,ct,min}} = [\eta_1 \cdot \nu_{\text{min}} - 0,12 \cdot \sigma_{\text{cd}}] \cdot b_w \cdot d \quad (3.13)$$

mit

$$\nu_{\text{min}} = \frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{\text{ck}}} \quad (3.14)$$

3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen

wobei	γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für bewehrten Beton
	$\kappa = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$	Maßstabsfaktor
	κ_1	$= 0,00525$ für $d \leq 600$ mm
		$= 0,00375$ für $d \geq 800$ mm
		für $600 \text{ mm} \leq d \leq 800$ mm darf linear interpoliert werden

Die Mindestquerkrafttragfähigkeit nach Gleichung (3.13) soll berücksichtigen, dass auch Bauteile ohne Längsbewehrung eine gewisse Querkrafttragfähigkeit besitzen, die aus Gleichung (3.12) aber nicht hervorgeht. Dementsprechend wird bei geringen Längsbewehrungsgraden die Mindestquerkrafttragfähigkeit nach Gleichung (3.13) maßgebend. Für den Ansatz der Mindestquerkrafttragfähigkeit gibt es laut [Reineck (2007)] keine mechanische Begründung, sondern sie basiert auf Erfahrungswerten. Dieser Mindestwert wurde erstmals in [DIN-Fb 102 (2003)] eingeführt und begründet sich nach [König u. a. (2004)] durch „die Erfahrung aus den Pilotprojekten, wonach sich bei Bauteilen, die bisher erfahrungsgemäß ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung nachweisbar waren, nach dem neuen Nachweiskonzept (...) eine rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung ergab“ (siehe Abbildung 3.6). Zwar wird dieses Vorgehen u. a. von [Latte (2011)] und [Reineck (2007)] kritisiert, da es sich um einen rein empirischen Ansatz handelt, der nicht mit den Versuchsergebnissen für die Erstrisslast übereinstimmt, jedoch erfolgt durch [Reineck (2007)] nur eine Anpassung für große Bauteilhöhen, der Wert bleibt erhalten. Die so erweiterte Bestimmungsgleichung für die Mindestquerkrafttragfähigkeit wurde auch in [DIN EN 1992-1-1 (2011)] übernommen und nur formell verändert (siehe Gleichung (3.16)).

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \eta_1 \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3.15)$$

$$V_{Rd,c} = [\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (3.16)$$

wobei	$\kappa = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$	Maßstabsfaktor
	$\rho_l = A_{sl}/b_w \cdot d$	Längsbewehrungsgrad
	A_{sl}	Querschnittsfläche der Längsbewehrung
	b_w	Querschnittsbreite
	d	statische Nutzhöhe
	f_{ck}	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
	$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$	Bemessungswert der Betonspannung (Druck positiv)

Die Werte $C_{Rd,c}$, ν_{min} und k_1 werden länderspezifisch in den nationalen Anwendungsdokumenten geregelt, wobei nach [DIN EN 1992-1-1 (2011)] folgende Empfehlungen gelten:

$$\begin{aligned} C_{Rd,c} &= 0,18/\gamma_c \\ k_1 &= 0,15 \\ \nu_{min} &= 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}. \end{aligned}$$

Im deutschen Nationalen Anwendungsdokument [DIN EN 1992-1-1/NA (2011)] werden abweichende Werte festgelegt:

$$\begin{aligned} C_{Rd,c} &= 0,15/\gamma_c \\ k_1 &= 0,12 \\ \nu_{min} &= (0,0525/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d \leq 600 \text{ mm} \\ \nu_{min} &= (0,0375/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d > 800 \text{ mm} \\ &\text{für } 600 \text{ mm} < d \leq 800 \text{ mm darf } \nu_{min} \text{ interpoliert werden.} \end{aligned}$$

Nach [Reineck (2007)] erfolgt die Abminderung von 0,18 auf 0,15 im Nationalen Anwendungsdokument, um das erforderliche Sicherheitsniveau entsprechend den Ergebnissen der Versuchsdatenbank [Reineck u. a. (2012)] zu erreichen.

3.1.3. Vergleich der Schubwiderstände von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Aus diesen Ausführungen wird deutlich, dass i. A. nur Stahlbetonplattentragwerke ohne eine Mindestschubbewehrung ausgeführt worden sind. Aufgrund der geringeren Bauteilbreite war die Erfüllung der zulässigen Schubspannungen für Balkentragwerke schwierig und führte i. d. R. zu Aufbiegungen der Längsbewehrung in den Auflagerbereichen oder zur Anordnung von Bügeln.

	Zeitraum	W ¹⁾	Nennwert der Betondruckfestigkeiten ²⁾											
1	1907-1916 $\gamma_{\text{global}} = 3,0$	300 M	W ₂₈ 100	W ₂₈ 150	W ₂₈ 180	W ₂₈ 230								
		f _{ck}	5	6	7	8								
		τ _{0,zul}	0,45											
2	1916-1925 $\gamma_{\text{global}} = 3,0$	200 M		W ₂₈ 150	W ₂₈ 180		W ₂₈ 245							
		f _{ck}		7	8		9							
		τ _{0,zul}		0,4										
		max τ ₀		1,4										
3	1925-1932 $\gamma_{\text{global}} = 3,0 \div 3,5$	200 M	W _{b28} 100	W _{b28} 130	W _{b28} 180									
		f _{ck}	6	8	11									
		τ _{0,zul}	0,4		0,55									
		max τ ₀	1,4											
4	1932-1943 $\gamma_{\text{global}} = 3,0$	200 M		W _{b28} 120	W _{b28} 160	W _{b28} 210								
		f _{ck}		8	10	12								
		τ _{0,zul} (Balken)		0,4	0,55									
		τ _{0,zul} (Platten)		0,6	0,8									
		max τ ₀		1,4	1,6									
5	1943-1972 $\gamma_{\text{global}} = 3,0$	200 M		B 120	B 160		B 225	B 300						
		f _{ck}		8	10		16	20						
		τ _{0,zul} (Balken)		0,4	0,6		0,7	0,8						
		τ _{0,zul} (Platten)		0,6	0,8		0,9	1						
		max τ ₀		1,4	1,6		1,8	2						
6	1972-1978 $\gamma_{\text{global}} = 1,75 \div 2,1$	200 5%					Bn 150		Bn 250		Bn 350	Bn 450		Bn 550
		f _{ck}					12		20		28	33		36
		τ ₀₁₂ (Balken)					0,5		0,75		1	1,1		1,25
		τ ₀₁₁ (Platten)					0,35		0,5		0,6	0,7		0,8
		max τ ₀					1,2		1,8		2,4	2,7		3
7	1978-2001 $\gamma_{\text{global}} = 1,75 \div 2,1$	200 5%					B 15		B 25		B 35	B 45		B 55
		f _{ck}					12		20		28	33		36
		τ ₀₁₂ (Balken)					0,5		0,75		1	1,1		1,25
		τ ₀₁₁ (Platten)					0,35		0,5		0,6	0,7		0,8
		max τ ₀					1,2		1,8		2,4	2,7		3
8	ab 2001 $\gamma_{\text{global}} = 1,4 \cdot 1,5 \sim 2,1$	150 5%				C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
		f _{ck}				8	12	16	20	25	30	35	40	45

¹⁾ W – Würfel: Kantenlänge in [mm], M – Mittelwert aus drei Proben oder 5%-Quantilwert

Charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} in [N/mm²], Schubspannung τ in [N/mm²]

²⁾ Einheiten ca. 100 kg/cm² (bis 1972) = 100 kp/cm² (bis 1978) = 10 N/mm² (ab 1978) = 10 MN/m² = 10 MPa

Abb. 3.5.: Zuordnung der zulässigen Schubspannungen und Betonfestigkeitsklassen [Schacht u. a. (2013b)]

Der direkte Vergleich der normativen Schubwiderstände der unterschiedlichen Normen ist schwierig, da sich zum einen die Bezeichnungen und Bestimmungen der Betonfestigkeitsklassen und zum anderen auch die Ansätze der statischen Nutzhöhe oder der Bauteilhöhe zur Bestimmung der Schubspannung ständig veränderten. Die Zuordnung der historischen Betondruckfestigkeit wird u. a. von [Fingerloos (2008)] gegeben und für die hier geführten Überlegungen verwendet. Eine weitere Schwierigkeit der Vergleichbarkeit entsteht durch die Veränderung der verwendeten Sicherheitsbegriffe und Sicherheitsniveaus. Die ersten Normen geben nur vage Hinweise auf die in den

3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen

gegebenen zulässigen Spannungen berücksichtigten Sicherheiten. Ein erster Hinweis auf die Sicherheiten beim Schubsicherungsnachweis kann [Mörsch (1929)] entnommen werden. Er berichtet, dass die zulässigen Schubspannungen $\tau_{0,zul}$ eine 3 bis 3,5-fache Sicherheit beinhalten. Da sich die Werte der zulässigen Schubspannungen in den Vorgängernormen nicht wesentlich veränderten, kann davon ausgegangen werden, dass in diesen Werten eine ähnlich große Sicherheit enthalten ist. Mit diesen Voraussetzungen gelingt eine Zuordnung der zulässigen Schubspannungswerte der verschiedenen Normen (siehe Abbildung 3.5). Durch die Zuordnung der Festigkeitsklassen untereinander können die unterschiedlichen zulässigen Schubspannungen τ_0 in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeitsklasse direkt miteinander verglichen werden und ermöglichen eine Abschätzung der Schubtragfähigkeit bestehender Konstruktionen.

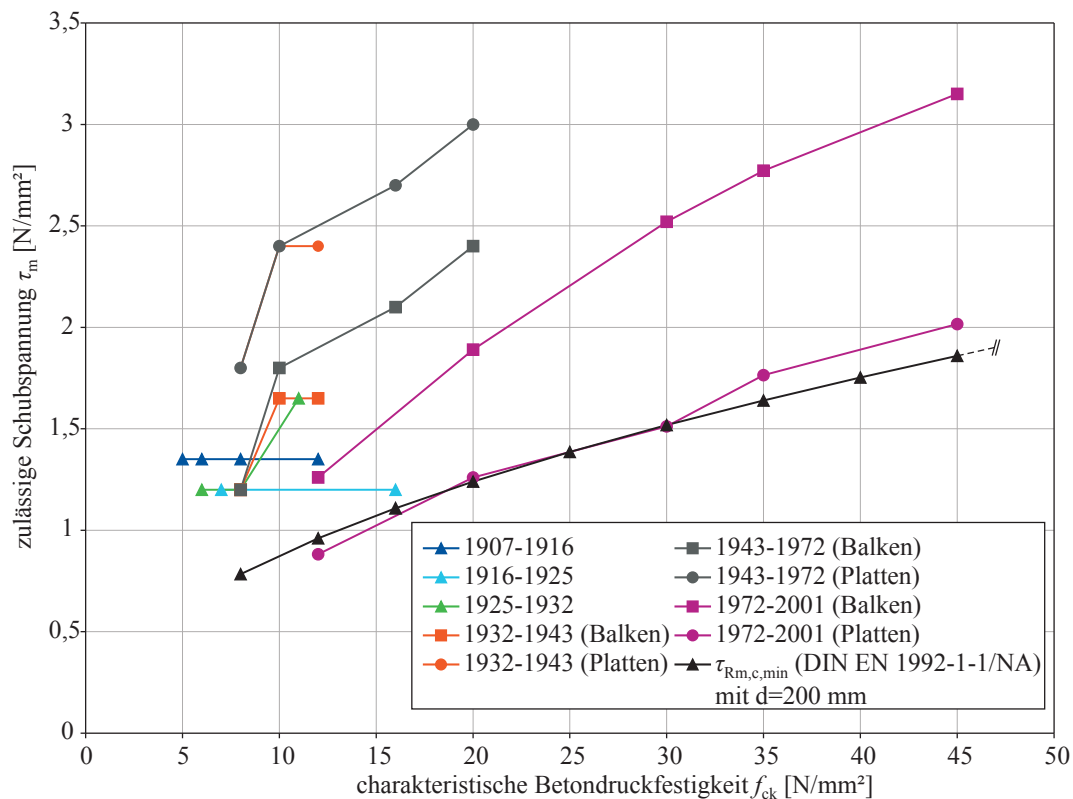


Abb. 3.6.: Vergleich der zulässigen Schubspannungen [Müller (2012a)]

Nach [Leonhardt u. Walther (1962)] liegt der zulässigen Schubspannung von 1943 ebenfalls eine globale Sicherheit von $\gamma = 3,0$ zugrunde. In ihren Versuchen an Plattenstreifen konnten [Leonhardt u. Walther (1962)] allerdings nur Sicherheiten von 1,4 bis 2,1 der zulässigen Schubspannungen gegen Bruch nachweisen. Diese Ergebnisse führten vermutlich zu der Reduktion der zulässigen Schubspannungen mit Einführung von [DIN 1045 (1972)], allerdings kann diese Veränderung rechnerisch nur schwierig nachvollzogen werden. Die 1972 festgelegten, höheren zulässigen Schubspannungen von Balken gegenüber Platten resultieren aus der in τ_{012} berücksichtigten Mindestschubbewehrung und beschreiben keine höhere Schubtragfähigkeit von Balken.

Der Vergleich der zulässigen Schubspannungen entsprechend der in Abbildung 3.6 dargestellten Zuordnung zeigt, dass die Einführung der Mindestquerkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c,min}$ aufgrund von Erfahrungswerten [König u. a. (2004)] eine ziemlich gute Übereinstimmung zu den in [DIN 1045 (1972)] angegebenen Werten für $\tau_{0,zul}$ liefert. Für die Darstellung in Abbildung 3.6 wurde der Mindestwert als Mittelwert und um alle enthaltenen Sicherheiten bereinigt dargestellt und mit den Mittelwerten der zulässigen Schubspannungen der jeweiligen Normen verglichen.

3.2. Schubtragverhalten von Stahlbetonbalken

3.2.1. Tragverhalten im Zustand I

Im ungerissenen Zustand verhalten sich Stahlbetonbalken entsprechend der linear-elastischen Biegetheorie. Dabei spielt es weder eine Rolle, ob der Balken mit oder ohne Schubbewehrung ausgeführt wurde, noch wie stark die Bügelbewehrung ist. Unter Last bilden sich im Balken Gewölbe aus Hauptdruck- und Membrane aus Hauptzugspannungen aus, die mit Hilfe von Hauptspannungstrajektorien anschaulich dargestellt werden können. Wie in Abbildung 3.7 deutlich erkannt werden kann, wird der Verlauf der Hauptspannungstrajektorien dabei maßgeblich von der Belastung bestimmt.

Eine konzentrierte Einzellast führt zu einem stark gekrümmten Trajektorienverlauf und somit zur Ausbildung eines großen Diskontinuitätsbereiches (D-Bereich) zwischen Last und Auflager [Schlaich u. Schäfer (2001)]. Dagegen bewirkt die gleichmäßige Belastung des Balkens unter einer Streckenlast eine größere Querdruckspannung und führt zu einer Begrenzung der D-Bereiche in Auflagernähe.

Erreicht die Hauptzugspannung σ_1 an einer Stelle im Balken die Betonzugfestigkeit bzw. die Hauptzugdehnung die maximale Betonzugdehnung für den jeweils wirksamen zweiaxialen Spannungszustand, beginnt ein Gefügeauflockerungsprozess (Mikrorissbildung) und dieser führt zur Entstehung eines Makrorisses. Entweder muss die im Riss freiwerdende Zugkraft durch Bewehrungselemente aufgenommen werden, oder im Balken muss sich ein von der Biegetheorie abweichender Tragzustand (Sprengwerk- bzw. Bogentragwirkung) einstellen können, damit im Moment der Rissbildung nicht das Versagen des Balkens eintritt. Abhängig davon, wie die Bewehrung eines Stahlbetonbalkens dimensioniert und ausgeführt wurde, verändert sich das Tragverhalten nach der Rissbildung.

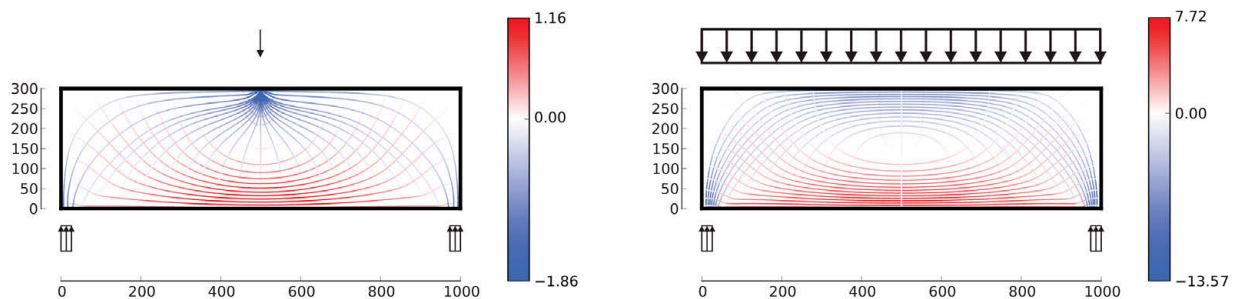


Abb. 3.7.: exemplarische Darstellung des Verlaufes der Hauptspannungstrajektorien für einen Stahlbetonbalken unter Einzel- und Streckenlast [Müller (2012b)]

3.2.2. Tragverhalten von Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung im Zustand II

Die Ausbildung eines schrägen Makrorisses im Schubfeld eines Stahlbetonbalkens ohne Bügelbewehrung führt zu einer Veränderung des Tragverhaltens, d. h. der Balken verhält sich nicht mehr entsprechend der linear-elastischen Balkentheorie. Der Schubriss löst aufgrund seiner horizontalen Rissanteile den schubstarken Querschnitt auf und trennt Druck- und Zugzone voneinander. Da der Balken die Beanspruchung aufgrund der horizontalen Trennung nicht mehr über ein Gleichgewicht von Druck- und Zugkraft abtragen kann, muss sich im Balken ein anderer Gleichgewichtszustand ausbilden, um eine weitere Laststeigerung zu ermöglichen. In zahlreichen Schubuntersuchungen [Rüsch (1959)], [Leonhardt u. Walther (1962)], [Kani u. a. (1979)], [Zink (2000)], [Muttoni (2003)] u. v. m. wird davon berichtet, dass in Versuchen immer dann eine weitere Laststeigerung nach der Schrägrissausbildung möglich war, wenn sich ein sprengwerk- bzw. bogenförmiger Lastabtrag

3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen

eingestellt hat. Abbildung 3.8 zeigt die Ergebnisse der Messung der Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe in einem Stahlbetonbalken bei Schubbeanspruchung und nach Ausbildung des schrägen Risses von [Görtz (2004)]. In den Schnitten A-A und B-B ist klar zu erkennen, dass keine ebene Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe mehr gegeben ist und sich die Last stattdessen über eine Druckstrebe in das Lager abstützt. Ob diese Veränderung des Lastabtrages in einem Stahlbetonbalken möglich ist, hängt allerdings von vielen Einflussfaktoren, wie z.B. dem Längsbewehrungsgrad, der Schubslankheit, der Verankerung oder der Bauteilhöhe ab (siehe Abschnitt 3.3).

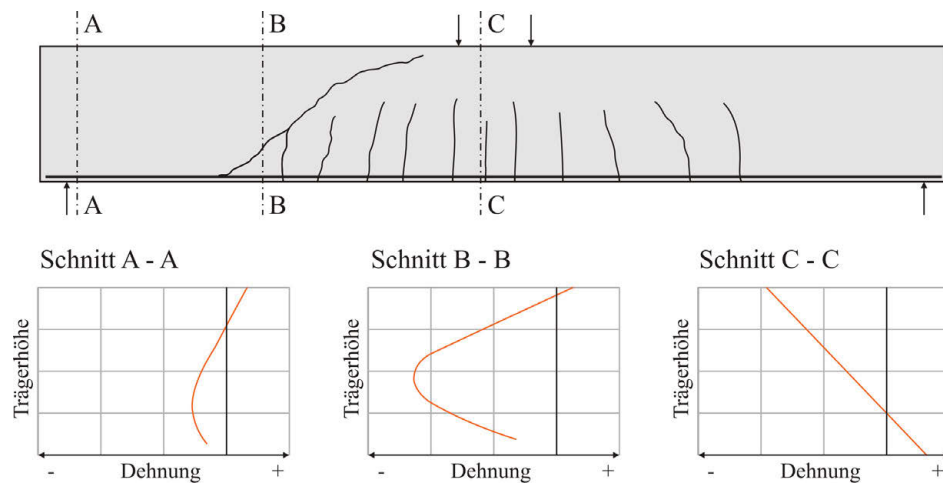


Abb. 3.8.: Gemessene Dehnungsverteilungen bei einem Schubversuch, nach [Görtz (2004)]

Aus den in den vielen Versuchen beobachteten Versagensprozessen haben verschiedene Forscher z. T. ganz unterschiedliche Modelle über die beim gerissenen Stahlbetonbalken wirkenden Schubtragmechanismen entwickelt und weisen diesen unterschiedlich große Anteile am Lastabtrag zu, doch gibt es bei der Beschreibung der Schubversagensarten relativ große Übereinstimmung. In Abhängigkeit des Ortes und des Versagensablaufs können drei klassische Arten des Schubversagens von Stahlbetonbauteilen ohne Schubbewehrung unterschieden werden (siehe Abbildung 3.9).

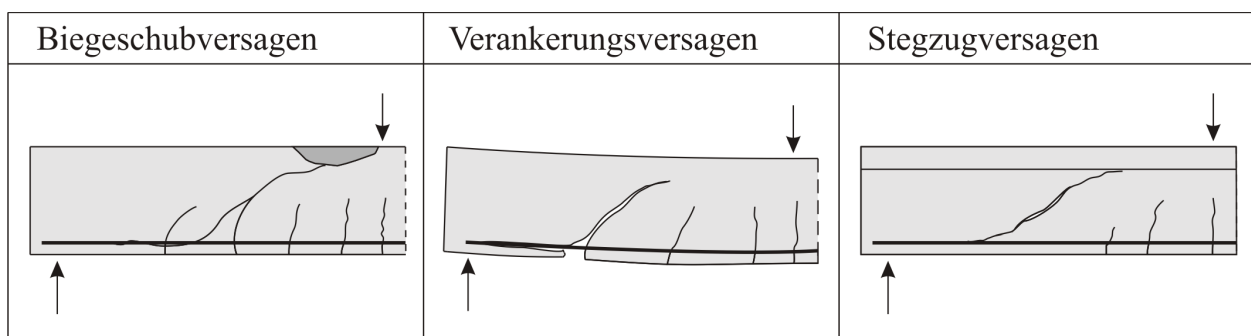


Abb. 3.9.: Klassische Versagensarten bei Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung unter Einzellasten, nach [Zilch u. Zehetmaier (2010)]

Biegeschubversagen

Beim Biegeschubversagen entsteht der das Versagen auslösende Schubriss aus einem Biegeriss im Schubfeld unter kombinierter Biege- und Querkraftbeanspruchung. Die Interaktion von Biege- und Schubbeanspruchung wird dabei maßgeblich durch die Schubslankheit (siehe Abschnitt 3.3.1) bestimmt und beeinflusst den Versagensablauf.

Nach der anfänglichen Biegerissentstehung im Bereich maximaler Momentenbeanspruchung breiten sich die Biegerisse weiter in Richtung der Auflager aus. Bei steigender Beanspruchung öffnen sich die Biegerisse und wachsen weiter nach oben. Die Biegerisse im Bereich konstanter Momente wachsen entsprechend des parallelen Verlaufes der Hauptzugspannungen senkrecht zur Stabachse. In den Schubfeldern verlaufen die Hauptzugspannungstrajektorien dagegen gekrümmt (siehe Abbildung 3.7) und entsprechend entwickeln sich in Abhängigkeit von der Schubschlankheit geneigte Biegeschubrisse. Bei weiterer Laststeigerung beginnen sich die Biegeschubrisse stärker in Richtung der Lasteinleitung zu neigen. Dieses Abknicken des Risses unter ca. 45° gemessen zur Stabachse tritt i. d. R. ungefähr bei Erreichen der halben Balkenhöhe ein und markiert aufgrund der fortschreitenden Rissentwicklung den Beginn des instabilen Risswachstums [Zink (2000)].

Eine Laststeigerung ist ab diesem Zustand nur möglich, wenn sich ein anderer Gleichgewichtszustand als die Balkentragwirkung einstellen kann. Die Umlagerung in ein Sprengwerk bzw. einen Bogen ist aber vor allem abhängig von der Schubschlankheit, dem Längsbewehrungsgrad, der Verankerungsbildung und davon, ob der kritische Schubriss die Wirkungslinie der sich ausbildenden Druckstrebe schneidet. Mit sinkender Schubschlankheit und mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad ist die erfolgreiche Umlagerung wahrscheinlicher. Umgekehrt heißt dies, dass für geringe Längsbewehrungsgrade und große Schubschlankheiten die Entstehung des kritischen Biegeschubrisszustands i. A. auch den Versagenszustand bedeutet und keine bedeutende Laststeigerung mehr möglich ist (siehe Abbildung 3.25) [Zink (2000)]. Das Versagen tritt dann durch das Wachsen des schrägen Risses unter die Last und durch Ausknicken der eingeschnürten Druckzone ein (siehe Abbildung 3.10) [Kani u. a. (1979)]. Der Schädigungsablauf beim Biegeschubversagen ist in Abschnitt 5.2.2 ausführlicher beschrieben.

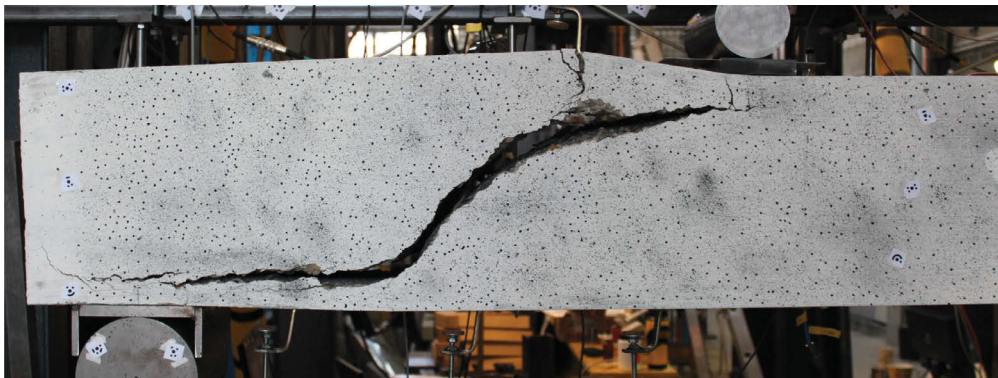


Abb. 3.10.: Biegeschubbruch bei Balken BO02

Verankerungsversagen

Verankerungsversagen kann bei unsachgemäßer Ausbildung der Endverankerung der Längsbewehrung auftreten. Ein Versagen im Verankerungsbereich kann zum Beispiel infolge einer falschen oder zu kurzen Hakenausbildung eintreten, wenn dabei die aufgebogenen Haken infolge der zunehmenden Verformung bei Belastung die Betondeckung im Verankerungsbereich absprengen oder ein Spalten der auflagnahen Betondruckstrebe auftritt.

Bei gerader Verankerung, Abstufungen und vor allem bei glatter Betonstahlbewehrung kann eine Verbundlösung zwischen Bewehrung und Beton zu einem Schlupf der Endverankerung führen, der zu einer schlagartigen Rissaufweitung im Stegbereich und damit zu einem Druckzonenbruch oder zu einer übermäßigen Rissöffnung und damit Verformung führen kann [Leonhardt u. Mönnig (1984)].

Durch die Dübelbeanspruchung der Längsbewehrung kann es ebenfalls zu einer Absprengung der Betondeckung an der Balkenunterseite und damit zur Auflösung der Verankerungswirkung kommen,

3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen

was dazu führt, dass die Längsbewehrung ausgezogen wird. Versagen der Verankerung tritt oft in Kombination mit dem Biegeschubversagen ein, so dass eine genaue Zuordnung der primären Versagensursache schwierig ist.

Stegzugversagen

Das Stegzugversagen wird auch als Schubzugbruch bezeichnet und ist eine Versagensform, die vor allem bei profilierten Trägern mit stark ausgebildeten Druck- und Zuggurten auftritt. Aufgrund der starken Dehn- und Biegesteifigkeit des Druck- und/oder Zuggurtes überschreiten bei solchen Trägern die Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit zuerst in den Stegbereichen, weshalb sich hier schräge Risse ausbilden, die sich nicht wie beim Biegeschubversagen aus Biegerissen entwickeln. Die Verformungsunverträglichkeit zwischen den steifen Druck- und Zuggurten und der vergleichsweise weichen Zwischenschicht bedingt eine Rissbildung innerhalb dieser Schicht. Bei zunehmender Belastung wächst der schräge Riss in Richtung Last und Lager bis auf Höhe der angrenzenden Gurte, verläuft anschließend parallel zur Stabachse und trennt den Steg von den Gurten ab. Ohne eine Schubbewehrung ist keine bedeutsame Laststeigerung mehr möglich, wenn der Schrägriss den Steg durchkreuzt und damit Zug- und Druckgurt voneinander getrennt hat.

3.2.3. Tragverhalten von Stahlbetonbalken mit Schubbewehrung im Zustand II

Das Tragverhalten von schubbewehrten Bauteilen kann durch die Vorstellung eines Fachwerkes mit Druck- und Zugstreben ausreichend genau beschrieben werden, wobei hier vor allem die Neigung der Druckstreben eine maßgebende Rolle spielt. [Mörsch (1908)] verlangte in seiner Fachwerktheorie eine volle Schubsicherung und eine Druckstrebenneigung von 45° . Diese volle Schubsicherung wurde von Mörsch nach Versuchsbeobachtungen festgelegt, weil Balken mit geringeren Schubbewehrungsgraden nicht ihre volle Biegetragfähigkeit erreichten. Nach [Rüsch (1964)] resultiert Mörschs Forderung allerdings aus Versuchen mit Glattstählen, bei denen die Balken durch einen Verankerungsbruch versagten, was ebenfalls ausgeschlossen werden sollte. Diese Verankerungsbrüche traten aufgrund des zerstörten Verbundes zwischen Beton und Längsbewehrung auf, was eine Bogen-Zugband- Tragwirkung bewirkte und infolge der hohen Zugkräfte an den Auflagern zu einem Verankerungsversagen führte.

In Versuchen wurde festgestellt, dass sich die Neigung der Risse und somit der Druckstreben mit steigendem Schubbewehrungsgrad immer mehr 45° annähern. Geringer geneigte Druckstreben stellen sich bei schwächer bewehrten Bauteilen ein [Leonhardt (1965)]. Diese experimentellen Feststellungen überführte [Leonhardt (1964)] in ein Fachwerkmodell mit geneigtem Druckgurt und [Rüsch (1964)] in ein parallelgurtiges Fachwerkmodell mit Druckstrebenneigungen kleiner 45° , um eine wirtschaftlichere Bemessung der Schubbewehrung zu ermöglichen (siehe Abbildung 3.11).

Bügelzugversagen

Werden Balken mit Bügelbewehrung ausgeführt, führt die Entwicklung eines Biegeschubrisses oder Stegzugrisses nicht zu einem plötzlichen Versagen. Die Bügelbewehrung kann in Abhängigkeit ihrer Dimensionierung die im Riss freiwerdenden Zugkräfte aufnehmen und hält Druck- und Zugzone zusammen, so dass der Lastabtrag über eine Balkentragwirkung weiterhin möglich ist. Bei fortschreitender Rissöffnung des schrägen Risses wird die Bügelbewehrung stärker gedehnt bis sie ihre Streckgrenze erreicht. Anschließend ist bei Stählen mit Verfestigungsverhalten eine weitere Kraftaufnahme bis zum Bruch möglich. Bei ausreichend starker Bügelbewehrung wird das Bauteil trotz der Ausbildung von schrägen Rissen und z. T. großen Schubrissbreiten seine volle Momententragfähigkeit erreichen und infolge Biegung versagen. Bereits eine geringe Bügelbewehrung sichert

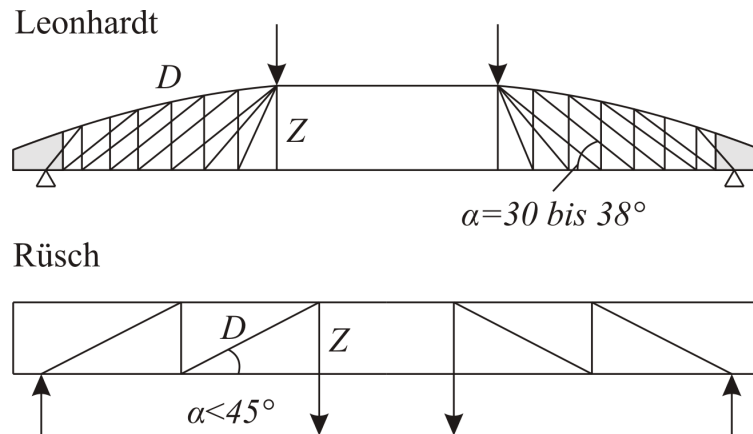


Abb. 3.11.: Entwicklung von Fachwerkmodellen mit flacher geneigten Druckstreben, nach [Leonhardt (1964)], [Rüschi (1964)]

eine bedeutsame Laststeigerungsmöglichkeit nach der Schubrissausbildung (bei gleichzeitig großen Schubrissbreiten) und erhöht somit die Duktilität des Tragwerkes erheblich.

Druckstrebenversagen

Dieses Versagen tritt bei stark profilierten Trägern mit hohen Bügelbewehrungsgraden auf. Das steife Tragverhalten resultiert in vielen parallelen Schrägrissen im Schubbereich des Trägersteges und kann anschaulich mit der Fachwerkanalogie beschrieben werden, wobei die Bügel die Zugstreben und der Beton die Druckstreben bilden. Die hohe Beanspruchung des Steges führt letztendlich zum Erreichen der Grenzdruckdehnung des Betons, ohne dass die Bügelbewehrung ihre Streckgrenze erreicht. Das Versagen erfolgt schlagartig, aber deutlich nach der Schrägrissausbildung.

3.2.4. Mechanismen der Schubkraftübertragung

In der mehr als einhundertjährigen Geschichte des Stahlbetons war die Untersuchung des Schubtragverhaltens einer der Hauptschwerpunkte der Forschung im Stahlbetonbau. In zahlreichen Versuchen wurden die unterschiedlichsten Bauteilformen untersucht und die die Schubtragfähigkeit beeinflussenden Größen variiert. Diese vielen Versuche führten zu gewissen Vorstellungen, wie Stahlbetonbauteile einer Schubbeanspruchung widerstehen. Die entwickelten Modellvorstellungen und Traganteile sollen nachfolgend kurz vorgestellt werden und sind z. B. in [ASCE-ACI 426 (1973)], [Mander (1998)] oder [Latte (2011)] ausführlicher beschrieben. In Abbildung 3.12 sind die nachfolgend aufgelisteten Querkrafttraganteile von Bauteilen mit und ohne Schubbewehrung dargestellt:

- Schubübertragung in der ungerissenen Druckzone (V_{cc}): Die oberhalb des Schrägrisses verbleibende Druckzone trägt über Hauptdruck- und Hauptzugspannungen einen Teil der Schubbeanspruchung ab;
- Rissverzahnung und -reibung (Aggregate Interlock – V_{ca}): Ein Teil des Schubes kann über die Verzahnung bzw. Reibung zwischen den Gesteinskörnern übertragen werden;
- Dübelwirkung der Längsbewehrung (V_d): Die Biegezugbewehrung verbindet die beiden durch den schrägen Riss getrennten Bauteilhälften und nimmt einen Teil der Schubbeanspruchung auf;
- Zugkraftübertragung über den noch nicht vollständig ausgebildeten Makroriss (V_{cr}): Das Tragverhalten von Beton unter Zug verändert sich bereits vor dem Sichtbarwerden des Makrorisses. Während dieser Phase der starken Mikrorissbildung und auch bei kleinen Makrorissbreiten

3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen

ist nicht die gesamte Rissfläche getrennt und es können noch Zugspannungen und somit auch ein Anteil des Schubes übertragen werden;

- Schubbewehrung (V_s): Eine eventuell vorhandene Schubbewehrung übernimmt einen Anteil des Schubes und verbindet die Bauteilhälften über den Riss hinweg.

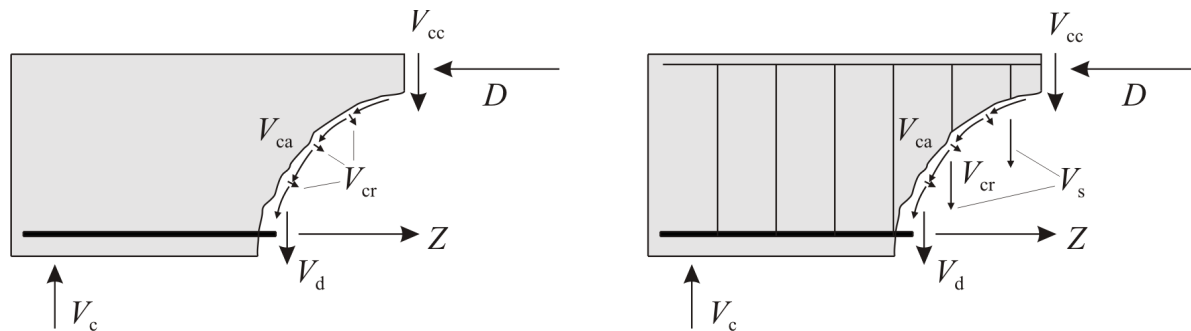


Abb. 3.12.: Querkrafttraganteile von Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung (links) und mit Schubbewehrung (rechts) unter Einzellasten, nach [Zilch u. Zehetmaier (2010)]

Diese Vorstellungen wurden in verschiedenen theoretischen Modellen zum Schubabtrag bei Stahlbetonbauteilen ohne Schubbewehrung verwendet bzw. kombiniert. Es existieren:

- Fachwerk- und Bogenmodelle ([Ritter (1899a)], [Mörsch (1926)], [Leonhardt (1977)], [Specht u. Scholz (1995)], [Muttoni u. Ruiz (2008)]),
- Kamm- und Zahnmodelle ([Fenwick u. Paulay (1968)], [MacGregor u. Walters (1967)], [Kani u. a. (1979)], [Reineck (1990)]),
- Bruchmechanische Modelle ([Bazant (1991)], [Hillerborg (1992)], [Rommel (1992)], [Zink (2000)], [Xu u. Reinhardt (2005)]),
- Numerische Modelle ([Fischer (1997)]),
- Empirische Ansätze ([Kordina u. Blume (1985)], [Kordina u. Hegger (1987)], [Reineck u. a. (2012)]),
- Modified Compression Field Theory ([Vecchio u. Collins (1986)], [Bentz u. a. (2006)]).

Für die hier gestellte Aufgabe sind die Schubtragmechanismen vor allem für die Beurteilung des Tragzustandes hinsichtlich der Einschätzung wichtig, ob eine weitere Tragfähigkeit der Konstruktion nach der Rissbildung bzw. in Abhängigkeit des vorhandenen Rissbildes möglich ist. Diese theoretischen Modelle zu den verschiedenen Traganteilen erlauben somit eine Beurteilung, ob einer der Traganteile im betrachteten Zustand bereits ausgefallen ist und ob dessen Lastanteil durch einen anderen Traganteil ausgeglichen werden kann oder dies nicht möglich ist.

3.3. Einflussfaktoren auf das Schubtragverhalten

Das Schubtragverhalten wird von zahlreichen Parametern beeinflusst, die auch noch untereinander interagieren, so dass eine geschlossene und allgemeingültige Lösung des „Schubproblems“ bis heute nicht vorliegt. Die nachfolgenden Erläuterungen zu den Einflussfaktoren sollen helfen, die Schubbruchgefahr von Stahlbetontragwerken besser einschätzen und beurteilen zu können. Für die experimentelle Untersuchung der Tragsicherheit ist es sehr bedeutend, ob ein Schubversagen bereits vor dem Versuch ausgeschlossen werden kann oder zu wissen, wie und wo sich das mögliche Schubversagen einstellen könnte.

3.3.1. Schubschlankheit

Einer der wesentlichsten Einflussparameter auf das Schubtragverhalten von Stahlbetonbauteilen ist die Schubschlankheit $\lambda = a/d$. Die Schubschlankheit bezeichnet bei einem Stahlbetonträger, der durch Einzellasten belastet ist, das Verhältnis des Abstandes a zwischen Lasteinleitung und Auflager zur statischen Nutzhöhe d . Synonym wird auch der Begriff Momenten-Schub-Verhältnis $M/(V \cdot d)$ verwendet. Für Balken unter Gleichstreckenlasten kann nach [Kani (1966)] ein äquivalenter Wert für die Schubschlankheit von $\lambda = l/(4 \cdot d)$ angegeben und über die Schlankheit l/d ausgedrückt werden (siehe Abbildung 3.13).

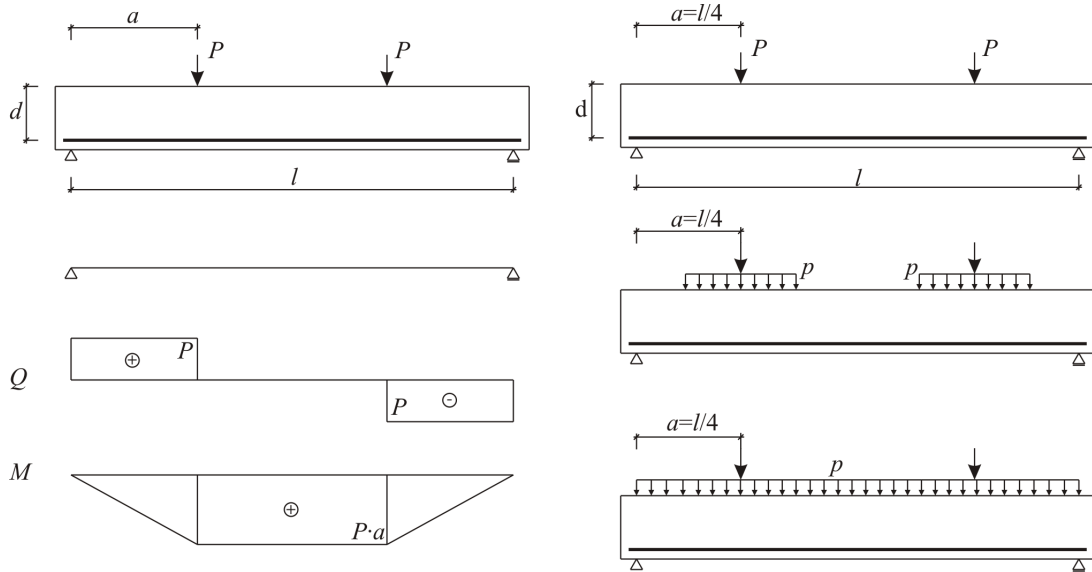


Abb. 3.13.: Definition der Schubschlankheit bei Einzellast und Gleichlast

Kani untersuchte den Einfluss der Schubschlankheit bei Einfeldträgern ohne Schubbewehrung für verschiedene Längsbewehrungsgrade und stellte die Ergebnisse anschaulich in dem in Abbildung 3.14 links gezeigten Diagramm dar [Kani (1966)], [Kani u. a. (1979)]. Die Bereiche reduzierter Schubtragfähigkeit, d. h. die Verhältnisse, für die Stahlbetonbalken nicht ihre rechnerische Biegetragfähigkeit erreichen, bezeichnete Kani treffend als „Schubtal“. [Müller (2012a)] stellte dieses Schubtal für das Verhältnis von theoretischer Biegetragfähigkeit zu theoretischer Schubtragfähigkeit $\lambda_E = l/d = 4 \cdot a/d$ nach [DIN EN 1992-1-1 (2011)] dar (Abbildung 3.14 rechts), wobei hier erkennbar ist, dass in dieser Darstellung die erhöhte Schubtragfähigkeit im Bereich kleiner Schubschlankheiten keine direkte Berücksichtigung findet.

Der Darstellung kann entnommen werden, dass für sehr große Schubschlankheiten ($a/d > 6,0 \dots 7,0$) grundsätzlich das Biegeversagen maßgebend wird und somit keine Schubbruchgefahr besteht. Auch unkritisch hinsichtlich eines plötzlichen Schubversagens sind Bereiche kleiner Schubschlankheiten ($a/d < 2,5$), da die Schubtragfähigkeit wegen der möglichen sprengwerkartigen Lastabtragung in diesem Bereich stark ansteigt. Kritisch sind die Bereiche dazwischen und besonders Schubschlankheiten von $2,5 \dots 3,5$. Hier liegt die Sohle des Schubtales nach Kani, d. h. das Versagen tritt in diesem Bereich bei Belastungen weit unterhalb der theoretischen Biegetragfähigkeit ein. Während in der Querkraftbemessung die Aufgabe darin besteht, dieses Schubtal durch eine ausreichende Bügelbewehrung zu überbrücken und ein Biegeversagen sicherzustellen, ist dies bei bestehenden Tragwerken nicht mehr möglich. Deshalb ist die Schubschlankheit ein wesentlicher Parameter für die Bewertung einer Schubbruchgefährdung bestehender Stahlbetonkonstruktionen. Die Darstellung des Schubtales ist besonders geeignet, weil so die Definition eines Schubversagens, nämlich das Nicht-Erreichen der Biegetragfähigkeit, sehr anschaulich wird.

3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen

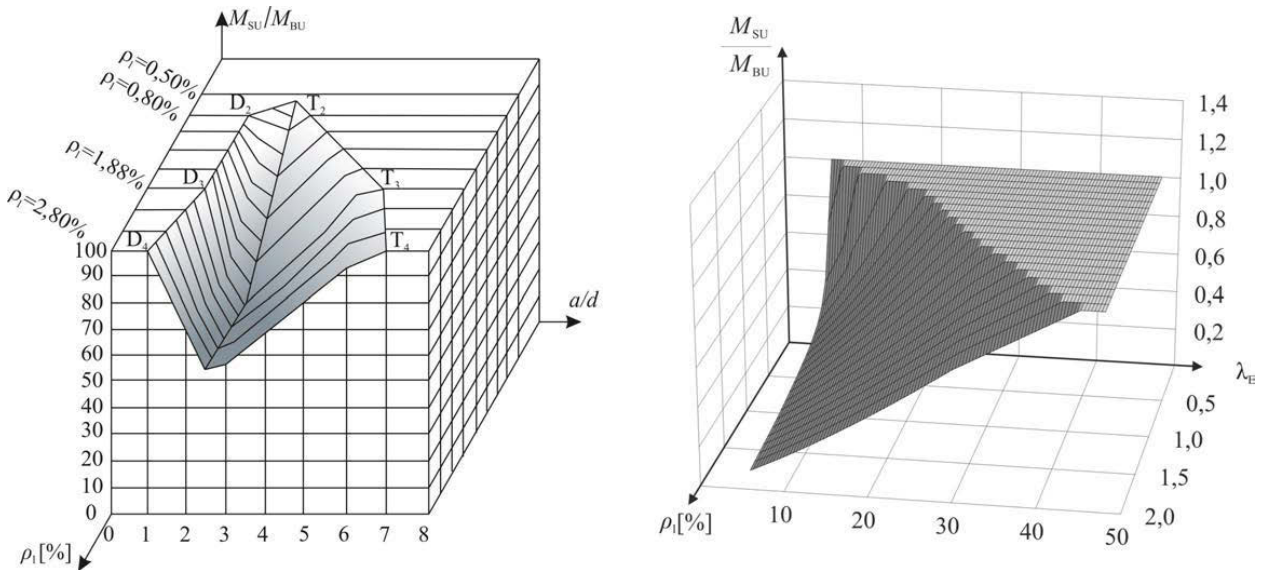


Abb. 3.14.: Darstellung des Schubtales, links: nach [Kani (1966)] für Einzellasten, rechts: gemäß [DIN EN 1992-1-1 (2011)] für Gleichstreckenbelastung, nach [Müller (2012a)]

3.3.2. Längsbewehrung

Das Schubtragverhalten eines Stahlbetonbalkens wird in großem Maße von dem sich im Versuch einstellenden Rissbild beeinflusst. Für Stahlbetonbalken ohne Bügelbewehrung ist die Rissbildung damit vor allem von der Ausführung der Längsbewehrung abhängig. Sie bestimmt die Dehnsteifigkeit des Zuggurtes und ist somit maßgebend für die Rissbildung und die Verformungseigenschaften des Bauteiles.

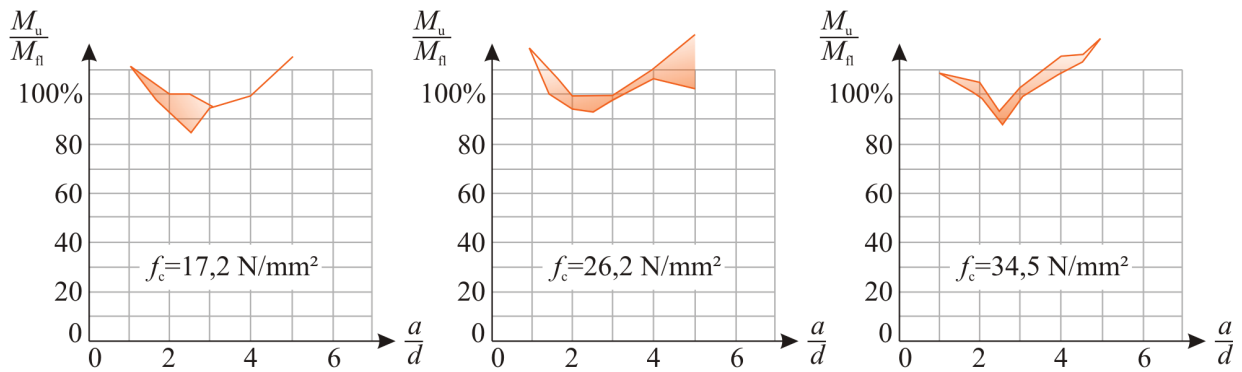
In Zusammenhang mit der Rissbildung und der Längsbewehrung sind alle Faktoren, wie die Verbundeigenschaften (siehe Abschnitt 3.3.3), der Längsbewehrungsgrad, die Ausbildung der Verankerung am Balkenende, eine eventuelle Abstufung entsprechend des Momentenverlaufes, Aufbiegungen von für die Momentendeckung nicht benötigten Bewehrungsstäben und die Festigkeit der verwendeten Bewehrungsstähle zu betrachten.

Längsbewehrungsgrad

Die meisten Versuche zum Schubtragverhalten von Stahlbetonbauteilen ohne Bügelbewehrung wurden an Stahlbetonbalken mit einer sehr kräftigen Längsbewehrung durchgeführt, um ein Biegeversagen im Versuch auszuschließen und einen Schubbruch sicherzustellen. Diese hohen Längsbewehrungsgrade sind in der Praxis allerdings in den meisten Fällen eher untypisch, da die Biegezugbewehrung entsprechend der benötigten Biegetragfähigkeit bestimmt wird. Typische Bewehrungsgrade von Stahlbetondecken liegen in der Regel zwischen 0,2 % und 1,0 %. Damit wird klar, dass für die Bewertung einer bestehenden Konstruktion hinsichtlich einer Gefährdung infolge Schub, vor allem der hintere Bereich des Schubtales maßgebend wird. Abbildung 3.15 zeigt Schnitte durch das Schubtal für Bewehrungsgrade von 0,5 % und 0,8 %. Bei einem Bewehrungsgrad von 0,5 % ist ersichtlich, dass in den Versuchen von [Kani u. a. (1979)] alle Balken ihre rechnerische Biegetragfähigkeit voll erreichten und ein Schubversagen gar nicht herbeigeführt werden konnte.

Die Darstellung Kanis zeigt die Entwicklung der Schubtragfähigkeit bezogen auf die Biegetragfähigkeit in Abhängigkeit der Schubslankheit und ist für die Bewertung der Gefährdung eines Schubversagens in einem Belastungsversuch besser geeignet als die Darstellung der absoluten Schubtragfähigkeit. Zwar sinkt mit größerem Längsbewehrungsgrad das Verhältnis von Bruchmoment zu

Längsbewehrungsgrad $\rho=0,80\%$



Längsbewehrungsgrad $\rho=0,50\%$

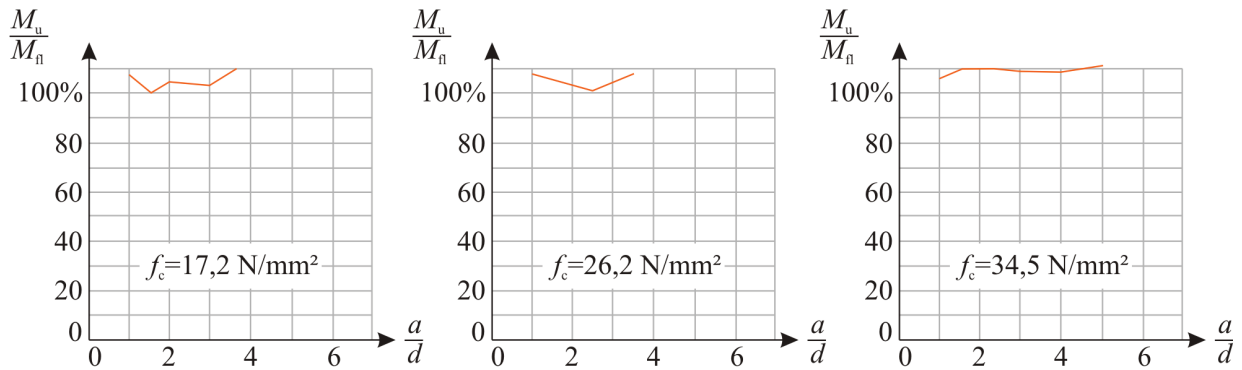


Abb. 3.15.: Schnitte durch das Schubtal für geringe Bewehrungsgrade, nach [Kani u. a. (1979)]

Biegetragfähigkeit, doch nimmt die absolute Schubtragfähigkeit zu, denn der Anteil der über die Dübeltragwirkung aufnehmbaren Querkraft ist wesentlich größer als bei kleinen Bewehrungsgraden. Diesen Zusammenhang bestätigen auch die von [Leonhardt u. Walther (1962)] durchgeführten Versuche, die zeigten, dass eine kräftige Längsbewehrung die Rissbreiten, weil Verformungsmöglichkeit, begrenzt und damit die Schubtragfähigkeit erhöht (siehe Abbildung 3.16).

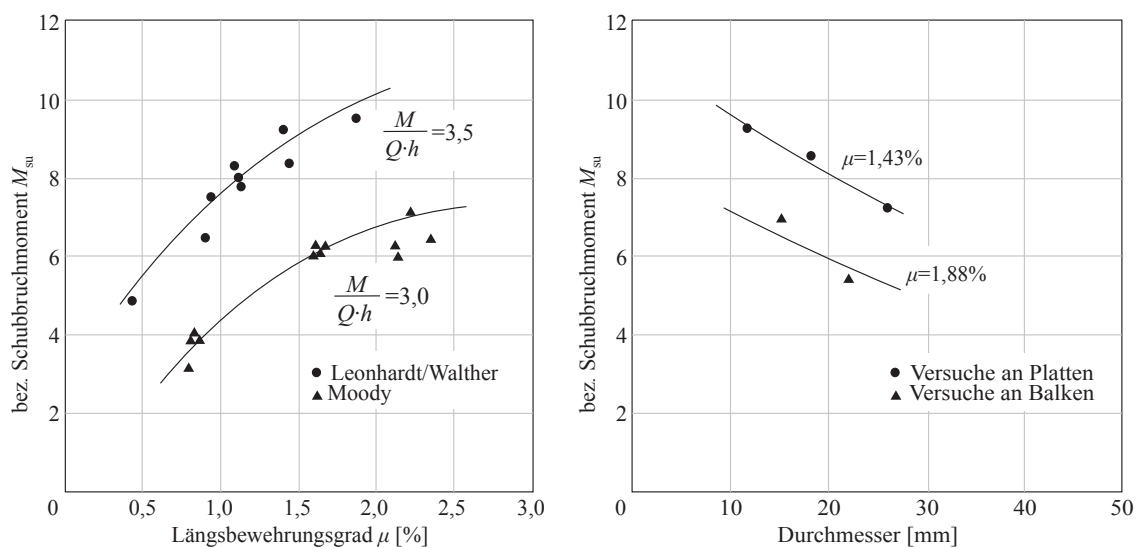


Abb. 3.16.: Einfluss des Längsbewehrungsgrades und des Durchmessers auf die Schubtragfähigkeit, nach [Leonhardt u. Walther (1962)]

3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen

Eine weitere Erkenntnis, die Kani aus seinen Schubversuchen [Kani u. a. (1979)] zog, ist, dass die Größe der Schubslankheit, bei der ein Wechsel vom Schubversagen zum Erreichen der Biegetragfähigkeit eintritt, ebenfalls vom Längsbewehrungsgrad abhängt. Mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad vergrößert sich der Bereich der kritischen Schubslankheit in dem ein Schubversagen eintritt. Das heißt, dass bei geringen Bewehrungsgraden die Schubslankheit, bis zu der eine Schubbruchgefahr besteht, kleiner ist und nach Kanis Versuchen sowie theoretischen Ableitungen bei einem Bewehrungsgrad von 0,8 % ein Schubversagen für Schubslankheiten größer 4,0 bis 5,0 ausgeschlossen werden kann.

[Leonhardt (1977)] fasst seine Erkenntnisse zum Einfluss von Schubslankheit und Längsbewehrung auf die Gefahr eines Schubbruches bei Stahlbetonbauteilen wie folgt zusammen: „für Tragwerke mit Biegebewehrung aus BSt42/50 oder höher, jedoch ohne Schubbewehrung, können folgende Folgerungen gezogen werden:

1. *Es besteht keine Schubbruchgefahr in Platten oder Rechteckbalken ohne Schubbewehrung, wenn der Längsbewehrungsprozentsatz in $x = 1,5 \cdot h$ $\mu \leq 0,6\%$ und die Plattendicke kleiner 40 cm ist.*
2. *Es besteht keine Schubbruchgefahr in der Nähe drehbarer Endauflager, wenn bei konzentrierten Einzelasten $a/h < 1$ oder bei gleichförmig verteilter Last die Slankheit $l/h < 6$ ist, sofern die Gurtbewehrung ungeschwächt zum Auflager durchläuft.*
3. *Es besteht keine Schubbruchgefahr in schlanken Balken oder Platten bei Längsbewehrungsprozentsätzen unter 0,8 %, wenn die Slankheit $l/h > 16$ ist und bei Längsbewehrungsprozentsätzen $\mu \approx 2\%$, wenn die Slankheit $l/h > 24$ ist (Zwischenwerte können geradlinig eingeschaltet werden).“*

Größe und Anzahl der Stähle

Wie in Abbildung 3.16 (rechts) dargestellt, ist die Schubtragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils vom Durchmesser und der Verteilung der Bewehrungsstäbe abhängig [Baumann u. Rüschi (1970)]. Zwar führen große Stabdurchmesser zu höheren absoluten Schubtragfähigkeiten, aber auch zu einer Reduktion der Betonfläche auf Höhe der Längsbewehrung, die für die Übertragung von Verbundspannungen zur Verfügung steht. Damit nimmt mit zunehmendem Stabdurchmesser auch die Gefährdung eines Abreißen der Betondeckung bzw. eines Verankerungsversagens zu.

Verankerung

Untersuchungen zur Ausbildung der Verankerung wurden vor allem in den Anfangsjahren der Stahlbetonbauweise durchgeführt. So führten [Bach u. Graf (1911)] Versuche an Balken mit verschiedensten Ausbildungen der Endhaken durch. Die Versuchsbalken besaßen eine Schubslankheit von $a/d = 1,8$ und hatten unterschiedlich gute Verbundeigenschaften zwischen Längsbewehrung und Beton (Eisen glatt poliert, geölt oder mit Walzhaut). Die Balken ohne eine Hakenausbildung zur Endverankerung versagten alle infolge des Überschreitens des Gleitwiderstandes und zeigten keine Schubrisse. Die Balken mit Haken hingegen zeigten ein besseres Tragverhalten und widerstanden wesentlich höheren Lasten. Allerdings trat auch hier das Versagen im Verankerungsbereich auf, als sich die Haken aufbogen, den Beton an den Stirnflächen absprengten und den Balken teilweise mittig aufspalteten. Nur die Längsbewehrung der Balken, bei denen diese durch Quereisen ausreichend verankert war, erreichten ihre Streckgrenze und ein Verankerungsversagen fand nicht mehr statt [Bach u. Graf (1911)].

Bei gedrungenen Balken ($a/d < 2,5 \dots 3,0$) ist eine gute Verankerung die Voraussetzung für eine sich einstellende Bogen-Zugband- bzw. Sprengwerk-Tragwirkung. Für glatte Stähle mit Endhaken

stellt sich bei guter Verankerung eine ideale Bogenwirkung ein, da der Verbund über dem mittleren Balkenbereich fast vollständig gelöst ist, während Rippenstähle durch ihr verändertes Verbundverhalten, diese Bogenwirkung nicht in idealer Weise ermöglichen [Rüsch u. Mayer (1962)].

Die Bedeutung einer ausreichenden Verankerung der Längsbewehrung auf das Schubtragverhalten von Stahlbetonbauteilen wird auch in Abschnitt 3.3.3 deutlich. Der Verlauf der Stahlspannungen entlang des Balkens entspricht bei starken Querkraftbeanspruchungen im Versuch nicht mehr dem theoretischen Modell, das heißt es treten erhöhte Zugspannungen im Endverankerungsbereich auf, die nur über eine ausreichende Verankerung sicher aufgenommen werden können [Baron (1956)], [Leonhardt u. Walther (1962)], [Leonhardt u. Walther (1963)], [Bhal (1967)], [Leonhardt u. a. (1973)].

Abstufungen

Abstufungen der Längsbewehrung entsprechend der einwirkenden Momentenbeanspruchung wurden hauptsächlich bei Konstruktionen mit Rippenstahl eingesetzt [Rüsch u. Mayer (1962)]. Die gestaffelte Bewehrung führt zu einer unstetigen Zugkraftverteilung in der Längsbewehrung und vor allem an den Enden der Abstufungen zu Kraftsprüngen. Dies resultiert in einer ungünstigen Rissbildung, welche die Schubtragfähigkeit solcher Konstruktionen verringert [Leonhardt u. Walther (1962)]. [Baron (1966)] fand in seinen Versuchen mit abgestufter Längsbewehrung heraus, dass, wenn die abgestufte Längsbewehrung im Schubfeld endet, dies die Schubtragfähigkeit reduziert und besonders der Endpunkt der abgestuften Bewehrung mit einem Spannungssprung kritisch für Spaltzugrisse ist. [Leonhardt (1977)] sieht vor allem den Bewehrungsgrad des auflagnahen Bereiches bis ungefähr $1,5 \cdot h$ als entscheidend an, da sich in diesem Bereich der kritische Schubriss ausbildet.

Nach [Kordina u. Blume (1985)] nimmt in abgestuft bewehrten Balken auch die Gefahr des Verankerungsversagens zu, da die zu übertragenden Verankerungskräfte durch eine geringe Anzahl Bewehrungsstäbe aufgenommen werden müssen. In den Versuchen von [Ferguson u. Matloob (1959)] stellte sich heraus, dass die Endbereiche der abgestuften Bewehrung unkritisch sind, wenn dort eine ausreichend dimensionierte Bügelbewehrung angeordnet wird. Sie schlussfolgern, dass Abstufungen aufgrund der reduzierten Schubtragfähigkeiten allerdings nicht zu empfehlen sind.

Aufbiegungen

Bis in die 1950er Jahre besitzen Stahlbetonbauteile anstelle von Abstufungen vor allem Aufbiegungen der Längsbewehrung, die zum einen zur Anpassung der Zugbewehrung an die benötigte Zugkraftdeckung und zum anderen zur Aufnahme von Schubkräften im Bereich der Endauflager genutzt wurden. Auch in Platten wurden in der Regel die, für die Verankerung nicht mehr benötigten Bewehrungsstäbe am Auflager aufgebogen und in der Druckzone verankert, u. a. zur Abdeckung unberücksichtigter Einspannwirkungen. [Kani u. a. (1979)] berichtet über Untersuchungen mit einer unterschiedlichen Anzahl an aufgebogenen Stählen und konnte zeigen, dass bereits durch wenige Aufbiegungen das Schubtal verkleinert bzw. für viele Aufbiegungen sogar geschlossen wird, d. h. die Bauteile ihre volle Biegetragfähigkeit erreichten. In Abbildung 3.17 sind die Ergebnisse der Versuche an Balken ohne und mit einer jeweils erhöhten Anzahl schräger Aufbiegungen dargestellt. Zu sehen ist, dass mit jedem zusätzlichen Schrägstab die Bruchmomente der Balken anstiegen und sich somit die Sohle des Schubtals nach oben verschob bzw. bei den Balken mit drei schrägen Stählen die theoretische Biegetragfähigkeit fast voll erreicht werden konnte.

[Baron (1966)] fand in Untersuchungen mit gestaffelter Längsbewehrung heraus, dass Aufbiegungen für das Schubtragverhalten keinen so negativen Einfluss haben, wie gerade endende Stäbe. Sie verursachen keine lokalen Sprünge der Zugspannungen in der Längsbewehrung und somit keine lokale Rissbildung. [Ferguson u. Matloob (1959)] stellten sogar fest, dass aufgebogene Eisen

3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen

gar keine Beeinträchtigung im Vergleich zu durchgeführter Längsbewehrung darstellen und die Schubtragfähigkeit bei diesen Balken oftmals noch oberhalb derer lag. [Graf (1933)] untersuchte Aufbiegungen unter dem Gesichtspunkt des benötigten Ausrundungsdurchmessers. Er stellte fest, dass der Ausrundungshalbmesser mindestens das fünffache des Stabdurchmessers betragen sollte, damit ein Betonversagen an der Aufbiegestelle ausgeschlossen ist. [Leonhardt (1977)] weist darauf hin, dass Aufbiegungen mit großen Stabdurchmessern zu einer Spaltung des Stegbetons führen und schlussfolgerte, dass „dicke aufgebogene Stäbe mit großem Abstand“ nicht als Schubbewehrung geeignet sind.

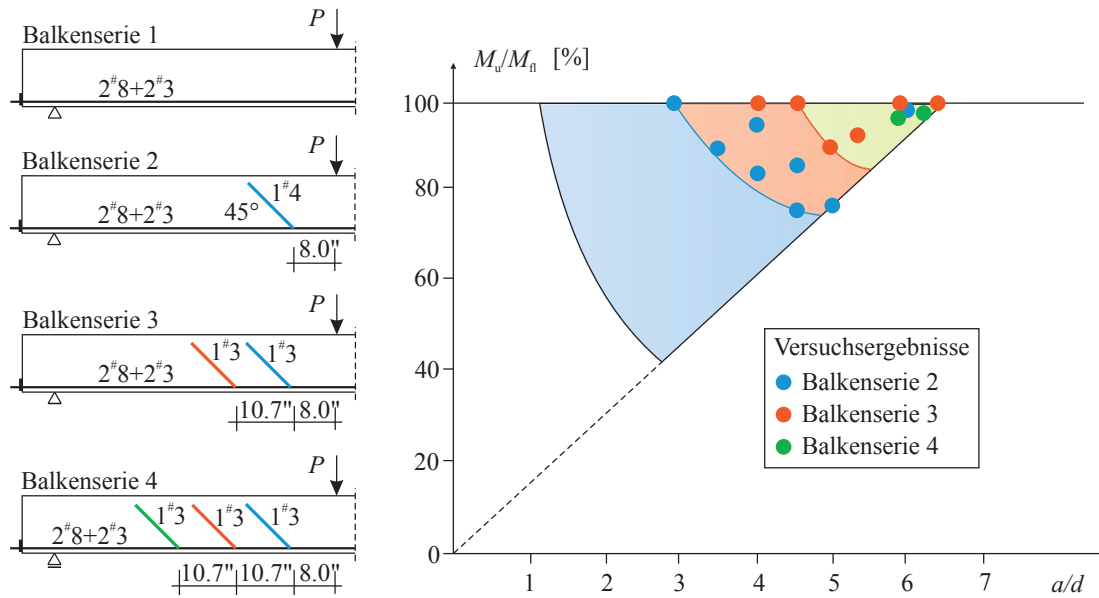


Abb. 3.17.: Einfluss der Anordnung von Schrägstählen auf die Tragfähigkeit, nach [Kani u. a. (1979)]

Festigkeit

Im Stahlbetonbau wurden in den vergangenen 120 Jahren sehr unterschiedliche Stähle mit verschiedenen Stahlorten als Bewehrung verwendet. Diese Veränderungen der Materialeigenschaften (Erhöhungen der Streckgrenze der Bewehrungsstähle bzw. der ansetzbaren zulässigen Stahlspannung) verliefen in der Regel parallel zur Einführung neuer Normen oder Bemessungsverfahren. Die Biegebemessung auf Basis des Kräftegleichgewichtes und eines ebenen Dehnungszustandes führt bei erhöhten zulässigen Stahlspannungen bekanntlich zu geringeren Bewehrungsmengen. Diese sind für die Biegetragfähigkeit eher unproblematisch, da sich ein biegebeanspruchtes Bauteil annähernd gemäß den linearen Rechenannahmen verhält. Die Schubtragfähigkeit hingegen ist, wie bereits beschrieben, stark durch den vorhandenen Bewehrungsgrad beeinflusst. Dies bedeutet, dass die Erhöhung der Streckgrenze i. A. zu einer geringeren geometrischen Längsbewehrung und damit durch die Reduktion der Dübeltragwirkung auch zu einer reduzierten Schubtragfähigkeit führte. Dieses Problem war Bestandteil einiger Untersuchungen [van den Berg (1962)], [Mathey u. Watstein (1963)], [Bresler u. Scordelis (1963)] und [Rajagopalan u. Ferguson (1968)]. Bei diesen Versuchen wurde herausgefunden, dass eine erhöhte Streckgrenze die Risslast nicht beeinflusst und auch bei gleichbleibenden Längsbewehrungsgraden eine höhere Zugfestigkeit keinen Einfluss auf die absolute Schubtragfähigkeit hat.

Die Festigkeit der Längsbewehrung hat zwar anscheinend keinen direkten Einfluss auf die Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen, aber sehr wohl auf die Biegetragfähigkeit. Eine geringere Streckgrenze der Bewehrung, wie dies bei bestehenden Konstruktionen i. A. der Fall ist, führt zu geringeren Biegetragfähigkeiten und damit zu einem früheren Biegeversagen im Vergleich zur konstant

gebliebenen Schubtragfähigkeit bzw. im Umkehrschluss zu einer Veränderung des Verhältnisses von Schub- zu Biegetragfähigkeit gemäß der Darstellung des Schubtals.

3.3.3. Verbundverhalten

Das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton ist neben den Materialeigenschaften selbst die bestimmende Größe für das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen. Auffällig ist, dass in vielen früheren Versuchen an Stahlbetonbauteilen mit Glattstahlbewehrung nur selten klassische Versagensformen des Biegeschubversagens (Schrägrissbildung) erkennbar sind. Hier traten in aller Regel Biege- oder Verankerungsversagen ein [Burchartz u. a. (1931)].

Kani hat in den 1950er und 1960er Jahren zahlreiche Untersuchungen zum Schubtragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen durchgeführt [Kani (1958)], [Kani (1964)], [Kani (1966)], [Kani (1967)], [Kani (1968)] und ist in seinen theoretischen Überlegungen besonders auf den Einfluss des Verbundes eingegangen. Ausgangspunkt seiner Überlegungen war der Vergleich eines Spannbeton- bzw. Stahlbetonträgers mit bzw. ohne Verbund (siehe Abbildung 3.18).

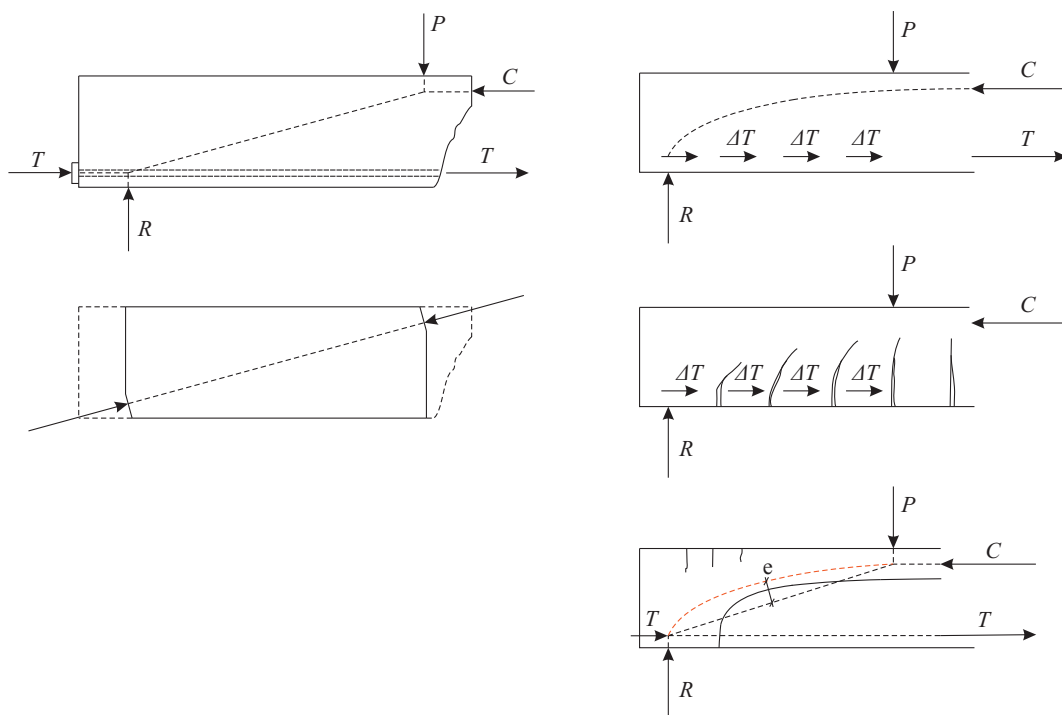


Abb. 3.18.: Kani's Modellvorstellung für den verbundlosen Balken (links) [Kani (1964)] und den Balken mit guten Verbundbedingungen (rechts) [Kani u. a. (1979)]

Betrachtet man den verbundlosen Balken, so ist die Zugkraft in der Längsbewehrung über die gesamte Balkenlänge konstant. Wie in Abbildung 3.18 links dargestellt, steht dann der freigeschnittene Bereich des Balkens unter einer reinen resultierenden Druckbeanspruchung, woraus Kani ableitet, dass ein Schubversagen mit Schrägrissbildung bei Bauteilen ohne Verbund ausgeschlossen werden kann. Bei einem Stahlbetonbalken mit Verbund wird dagegen die Zugkraft in der Längsbewehrung kontinuierlich zur Feldmitte hin aufgebaut, wodurch sich schräge Risse entwickeln können (siehe Abbildung 3.18 rechts).

In seiner Modellvorstellung verläuft, solange der Verbund zwischen Stahl und Beton aufrechterhalten bleibt, die resultierende Druckkraft stets oberhalb der Stützkraft. Ihr genauer Verlauf ist dabei abhängig von der Verteilung der Teilverbundkräfte. Bei steigender Belastung wachsen immer

3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen

mehr Biegerisse vom Zugrand nach oben und es bilden sich sogenannte Betonzähne aus. Solange die Verbundkräfte über die Betonzähne übertragen werden können, bleibt dieser Balkenzustand erhalten. Fallen die Betonzähne aber infolge des Verlustes der Einspannwirkung aus, können die Verbundkräfte nicht mehr übertragen werden und die Zugkraft wird nur noch an der Endverankerung eingetragen. Dadurch entsteht wieder eine ähnliche Situation wie beim Balken ohne Verbund, wobei durch die Schrägrissbildung jedoch die Druckstrebe vorgeschädigt ist. Die Exzentrizität e der Stützlinie (siehe Abbildung 3.18 rechts unten) zum mitwirkenden Bauteilquerschnitt verursacht Biegerisse in der auflagernahen Druckzone.

Um seine Erkenntnisse auch experimentell abzusichern, führte Kani Versuche an Stahlbetonbalken durch, bei denen er die Verbundsituation im Schubbereich künstlich über Vermiculit-Zement-Kerne (siehe Abbildung 3.19) beeinflusste.

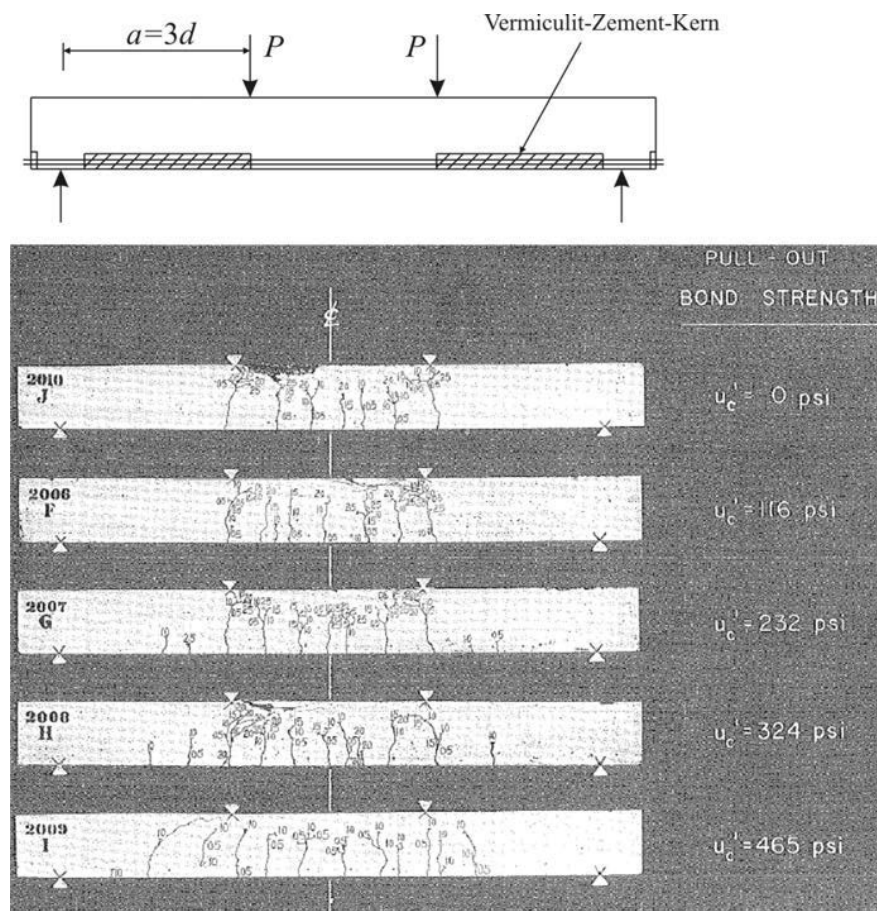


Abb. 3.19.: Probekörper für die Verbunduntersuchungen und Rissbilder der Versuchsbalken mit unterschiedlichen Verbundeigenschaften im Schubbereich [Kani u. a. (1979)]

Aus den Versuchskörpern in Abbildung 3.19 geht deutlich hervor, dass sich bei den Balken mit fehlendem Verbund keine Biegerisse im Schubbereich bildeten. Nur bei gutem Verbund, wie beim letzten Balken, zeigten sich deutlich Schrägrisse. Deshalb wird für das Tragverhalten von Balken ohne Verbund nie die Schub-, sondern immer die Biegetragfähigkeit maßgebend.

[Rüsch (1960)] gibt ähnlich wie [Kani (1958)] an, dass Spannbetonbalken ohne Verbund zwischen Beton und Stahl in einen druckbogenartigen Zustand übergehen und somit „*schräge Schubrisse bei fehlendem Verbund sehr unwahrscheinlich sind.*“ In Abbildung 3.20 ist die Rissbildung als Ergebnis seiner Untersuchungen an einem Spannbetonträger ohne und mit Verbund dargestellt, wobei beide Balken die gleiche Schubslankheit besitzen.

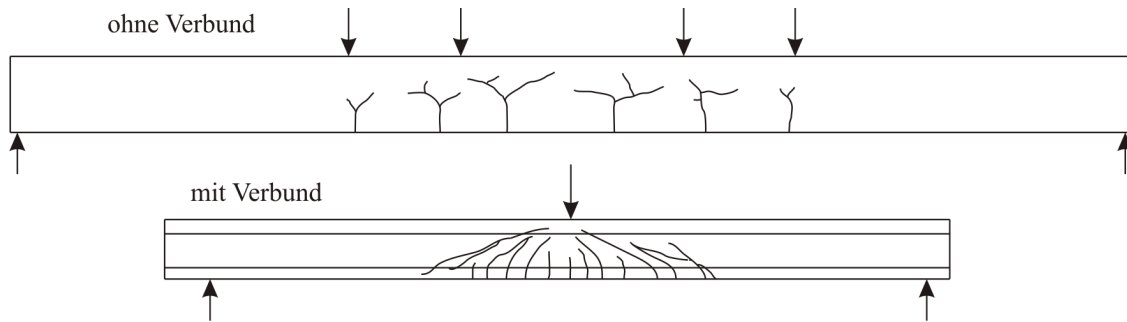


Abb. 3.20.: Rissentwicklung in Abhängigkeit der Verbundeigenschaften, nach [Rüsch (1960)]

[Leonhardt u. Walther (1962)] untersuchten 8 Stahlbetonbalken zum Einfluss des Verbundes. Bei sonst gleichen Querschnittswerten verwendeten sie für den Vergleich Bewehrungsstäbe aus Rip-pentorstahl und Rundstahl und variierten Anzahl sowie Durchmesser der Bewehrungsstäbe. Dabei fanden sie heraus, dass selbst innerhalb einer Bewehrungssorte die Schubbruchlasten mit sinkendem Durchmesser und feinerer Verteilung (also verbessertem Verbund) teilweise erheblich anstiegen. Auch fanden sie heraus, dass die Balken mit blanken Rundstäben *„wesentlich höhere Bruchlasten als die entsprechenden Balken mit gerippten Stählen“* aufwiesen. Diese höhere Tragfähigkeit lag darin begründet, dass die mit glatten Bewehrungsstäben bewehrten Balken nicht infolge Schub, sondern infolge Biegung versagten. Die Balken zeigten in den Versuchen nur Risse mit einer geringen Neigung und die Biegerisse verästelten sich in Höhe der Nulllinie. Aufgrund der fehlenden Schubkraftübertragung zwischen Längsbewehrung und Beton konnte sich keine Balkentragwirkung einstellen und die Balken trugen die Beanspruchung über eine Bogen-Zugband-Wirkung ab. Die in den Versuchen gemessenen Stahlspannungen der Längsbewehrung verliefen fast konstant über die Balkenlänge und bestätigten die Theorie des veränderten inneren Lastabtrags. Ein charakteristisches Anzeichen, auf das auch schon Kani hinwies, wurde von Leonhardt ebenfalls beobachtet, nämlich, dass die Bogentragwirkung zu Zugrissen über den Auflagern führt.

Die Güte des Verbundes beeinflusst das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen so entscheidend, dass sich die maßgebende Versagensart verändert. Deutlich wird dies auch anhand der von [Leonhardt u. Walther (1962)] aufgezeichneten Last-Mittendurchbiegungs-Diagramme (Abbildung 3.21). Während auf den unteren Laststufen die Balken mit gerippter Längsbewehrung geringere Durchbiegungen zeigen als Balken mit Glattstahlbewehrung, ist dies bei höheren Lasten genau anders herum. Dies wird durch die Bildung der schrägen Risse bei Balken mit gerippter Bewehrung erklärbar, denn hier kommt es zu stärkeren Durchbiegungen aufgrund der Schubverformungen. Bei den glattstahlbewehrten Balken erlaubt die sich einstellende Bogen-Zugband-Wirkung keine so großen Verformungen. Auch ist erkennbar, dass eine konzentrierte Bewehrungsanordnung zu größeren Verformungen führt als eine verteilte.

Auch [Lorentsen (1965)] stellte in seinen Versuchen an Spannbetonbalken fest, dass sich bei fehlendem Verbund das Versagensbild verändert. Er untersuchte Spannbetonträger mit und ohne Verbund und auch Balken, bei denen der Verbund erst innerhalb des Schubfeldes über Ankerplatten aufgebaut wurde. Die Balken ohne Verbund versagten alle infolge Biegung und die mit Verbund durch die Bildung von Schubrisen. Die Balken, bei denen der Verbund ausschließlich im mittleren Balkenbereich vorhanden war, zeigten deutliche Schubrisse und versagten durch ein Abspalten des Betons von der Bewehrung in den Bereichen ohne Verbund. Lorentsen schlussfolgert, dass dieses Abspalten die Umlagerung der inneren Kräfte in ein Bogen-Zugband-Tragwerk unmöglich macht und damit ein Schubversagen erzwingt.

3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen

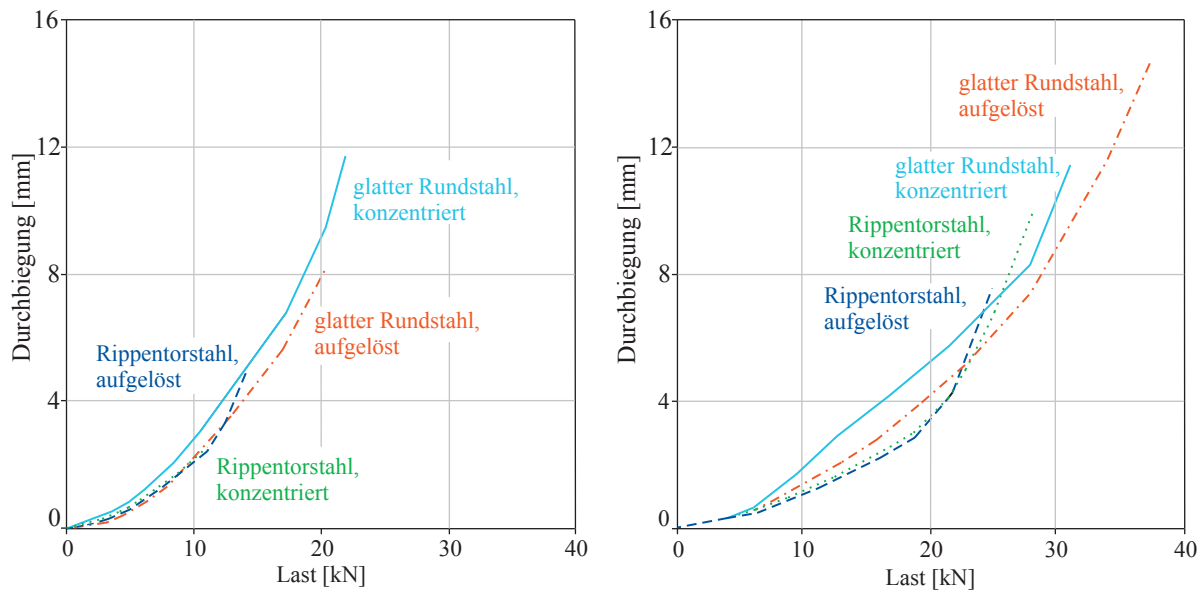


Abb. 3.21.: Entwicklung der Durchbiegungen bei unterschiedlicher Längsbewehrung, nach [Leonhardt u. Walther (1962)]

Die Bogen-Zugband-Tragwirkung stellten [Rüsch u. Mayer (1967)] auch bei Balken mit geringen Bügelbewehrungsgraden fest. Wenn sich schräge Risse im Schubbereich bilden, führt dies zu Verbundrissen, die die Verbundwirkung der Längsbewehrung stark schwächen. Diese Wirkung war bei Balken mit Glattstahlbewehrung stärker ausgeprägt als bei Rippenstählen. In den Versuchen war die Längsbewehrung vollständig verbundfrei und ausschließlich an den Endhaken im Auflagerbereich verankert, was Voraussetzung für die sich einstellende Bogen-Zugband-Wirkung war.

[Fenwick u. Paulay (1968)] untersuchten, welche Schubtragmechanismen welchen Anteil der Querkraft abtragen und fanden heraus, dass die Balken, bei denen sich große Verformungen in Balkenlängsrichtung einstellten, die Last vor allem über einen Sprengwerk- oder Bogenmechanismus abtrugen. Denn wenn die Horizontalverschiebungen zu groß werden, verlieren die Betonzähne ihre Einspannwirkung und damit die Fähigkeit Verbundkräfte aus der Längsbewehrung aufnehmen zu können. Gerade bei glatten Stählen ist damit der Traganteil des Bogens bzw. Sprengwerkes sehr dominant, weil sich der Stahl über die gesamte Länge dehnen kann.

Der Einfluss des Verbundes wurde ab den 1970er Jahren nur noch wenig betrachtet, denn die Anwendung glatter Bewehrungsstähle war für Neubauten nicht mehr der Regelfall und für gerippte Stähle galt der Verbund als sichergestellt. 1999 griffen [Kim u. White (1999)] dieses Thema wieder auf und führten Schubversuche an Stahlbetonbalken durch, die sich darin unterschieden, dass in einigen Balken der Verbund im Schubfeld künstlich aufgehoben wurde (siehe Abbildung 3.22). Sie untersuchten mehrere Balken mit Schubslankheiten von 3,0 und einen mit $a/d = 4,0$. Die Balken unterschieden sich im Tragverhalten deutlich voneinander. Der Balken 3CNB mit vollständigem Verbund zeigte einen klassischen Versagensablauf, denn es bildete sich in der Nähe des auflagnernähesten Biegerisses ein schräger Riss, der schnell in die Druckzone hinein und gleichzeitig entlang der Längsbewehrung wuchs. Nach der Schrägrissbildung konnte die Last bei schnellem Risswachstum nur noch geringfügig gesteigert werden. Beim Balken mit vollständig behindertem Verbund (3UBB1), stellte sich ein klassisches Versagen mit klaffenden Biegerissen und einem Bruch der Druckzone ein. Der Balken mit gestörtem Verbund im gesamten Schubfeld (3UBB2) hingegen zeigte bei steigender Belastung ausschließlich Biegerisse, die immer höher in die Druckzone hineinwuchsen. Zwar bildete sich ein Biegeriss im Schubfeld, der eine leichte Neigung in Richtung Last aufwies und sich stark öffnete,

doch hatte dieser keinen Einfluss auf das Versagen. Der Balken zeigte ein duktiles Bauteilverhalten und versagte in der Biegedruckzone. Der Schubriss in Abbildung 3.22 bildete sich erst nach dem Versagen. Der Balken mit einem nur kleinen verbundgestörten Bereich (3UBB3) zeigte ein ganz ähnliches Tragverhalten wie der Balken mit gutem Verbund und versagte auf Biegeschub und einem damit einhergehenden Verankerungsbruch. Der Balken mit einer Schubschlankheit von 4,0 und gestörtem Verbund über fast die gesamte Trägerlänge versagte auf Biegung und bei Bildung von nur einem maßgeblichen Biegeriss. Die Rissbilder der Balken zum Zeitpunkt des Versagens sind in Abbildung 3.22 dargestellt. Im nebenstehenden Diagramm ist deutlich zu erkennen, dass die Abwesenheit des Verbundes im Bereich des Schubfeldes die Versagensart verändert und sich auch das Trag- und Verformungsverhalten im Sinne der Vorankündigung hin zu einem duktilen Versagen verschiebt.

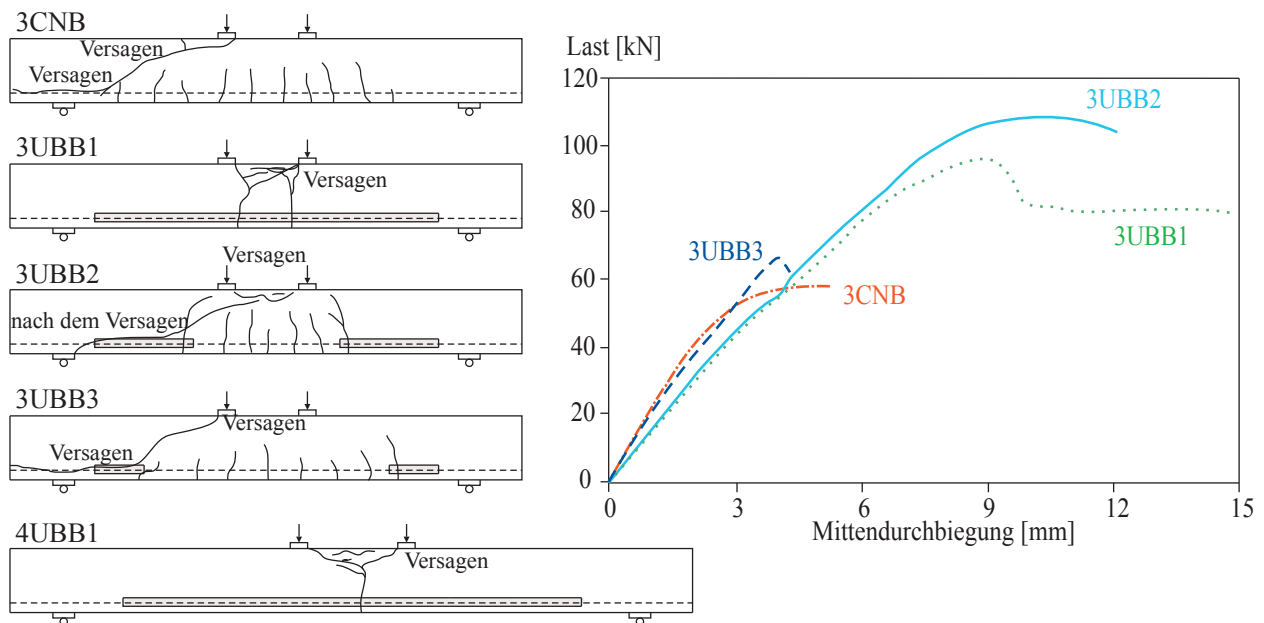


Abb. 3.22.: Rissbilder und Last-Verformungs-Verhalten der Balken von [Kim u. White (1999)]

[Rosenbusch (2003)] geht in seiner Arbeit nicht direkt auf den Einfluss des Verbundes auf das Schubtragverhalten ein, doch kann sich seiner Meinung nach der schräge Riss nur bei funktionierendem Verbund zwischen Beton und Längsbewehrung einstellen. Wenn der schräge Riss bei steigender Belastung weiter in Richtung der Lasteinleitung wächst, werden immer mehr Hauptzugspannungstrajektorien geschnitten und damit dem Stahlbetonbalken die Möglichkeit genommen, so frei werdende Zugkräfte in die Druckzone zurückzuhängen. Aus der Längsbewehrung wird gleichzeitig über den Verbund eine Zugkraft in den Beton übertragen, die bewirkt, dass die Hauptzugspannung an der Risspitze immer stärker vertikal wirkt und sich somit der Riss immer flacher neigt. Bei fehlendem Verbund existiert aber keine schiefe Hauptzugspannung im Beton, weil dieser spannungsfrei bleibt. Hier trägt dann die Druckzone den gesamten Anteil des Schubes ab, was zu einem Bogen- bzw. Sprengwerkmechanismus führen muss [Rosenbusch (2003)].

3.3.4. Belastungsart

Für die im Rahmen dieser Arbeit zu untersuchende Vorankündigung des Schubversagens und deren rechtzeitige messtechnische Erfassung ist es wichtig, auch den Einfluss der Belastungsart zu untersuchen. Die typische Vorstellung eines Schubversagens steht in engem Zusammenhang mit

3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen

einem Einfeldträger unter Einzellasten. Solche konzentrierten Einzellasten, wie sie in Laborversuchen aufgebracht werden, sind allerdings für eine experimentelle in-situ Untersuchung oder die meisten vorkommenden Belastungssituationen im Hochbau von geringerer Bedeutung. Deshalb ist es nötig, die Unterschiede im Schubtragverhalten von Stahlbetonbauteilen bei Gleichstreckenlast im Gegensatz zu Einzellasten aufzuzeigen und vor allem den Rissbildungsprozess und eventuelle Ankündigungsparameter herauszuarbeiten.

In ihren umfangreichen experimentellen Untersuchungen zum Schubtragverhalten untersuchten [Leonhardt u. Walther (1962)] auch den Einfluss der Belastungsart. Dabei stellten sie fest, dass die Schubrisse sich stets in der Nähe der Auflager bildeten und abhängig von der Schlankheit der Balken unterschiedlich weit ins Feld hineinliefen. Das Versagen trat durch die Einschnürung der Betondruckzone und den damit verbundenen Betondruckbruch ein. Die Bruchstelle lag dabei stets zwischen $2,0$ und $3,5 \cdot h$ vom Auflager entfernt (siehe Abbildung 3.23).

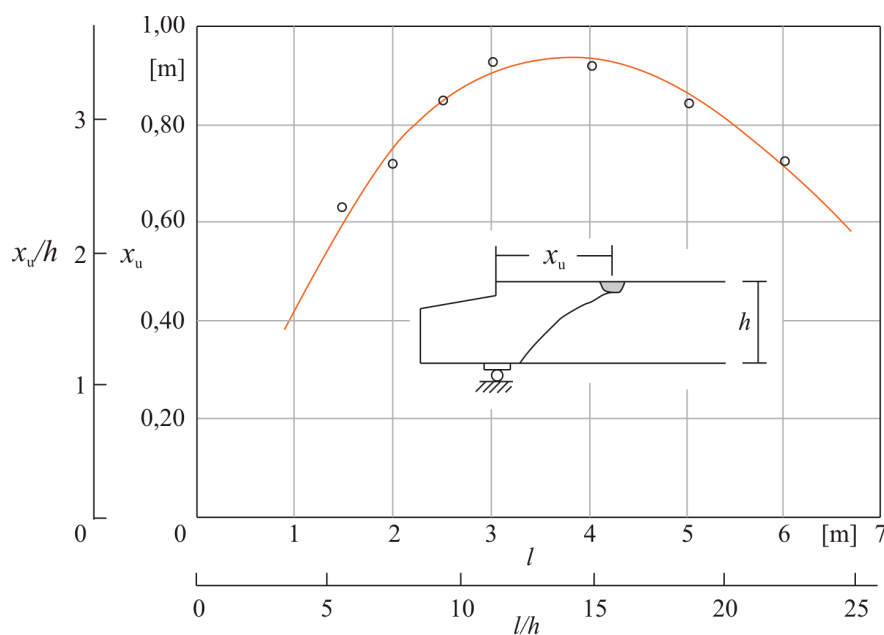


Abb. 3.23.: Versagensort bei Gleichstreckenlasten, nach [Leonhardt u. Walther (1962)]

In ihren Versuchen fanden [Leonhardt u. Walther (1962)] heraus, dass die Schubtragfähigkeiten von Balken unter Gleichstreckenlasten um 20 bis 40 % größer waren als die unter Einzellasten. Dies ist vor allem auf den Einfluss des gleichzeitig wirkenden Momentes zurückzuführen, da dieses bei Einzellasten an der Schubbruchstelle größer ist als bei verteilter Last. Auch führt die kontinuierliche Druckspannung infolge der gleichmäßigen Belastung zu einer höheren Belastbarkeit der Druckzone und damit höheren Tragfähigkeit. Die Belastung überdrückt die schräge Rissentstehung und behindert die Druckstrebe am Ausknicken. In den Versuchen ergab sich der Übergang zwischen Schub- und Biegeversagen für Balken unter Gleichlasten für einen Bewehrungsgrad von $\rho = 2,5\%$ bei einer Schubschlankheit von $a/d = 4,7$. [Kani (1966)] verwendete die Ergebnisse der Versuche von [Leonhardt u. Walther (1962)] und trug diese in seine Schubtal-Darstellung ein (siehe Abbildung 3.24). Demnach liegt die Senke des Schubtales bei Gleichstreckenlasten nicht ganz so tief wie bei Einzellasten, aber in einem ähnlichen Bereich der Schubschlankheit.

In den von [Rüsch u. Mayer (1962)] durchgeführten Untersuchungen zu Gleichstreckenlasten versagten die Balken stets in der Druckzone in einem Abstand von $0,39 \cdot l$ vom Auflager und auch ihre Versuche bestätigten die höheren Tragfähigkeiten gegenüber vergleichbaren Balken unter Einzellasten. [Rüsch u. Mayer (1962)] berichten, dass bei den Balken unter Gleichlasten das Versagen

nicht sofort im Moment der Rissbildung eintrat, sondern dass die Belastung noch auf das 1,07- bis 1,5-fache gesteigert werden konnte.

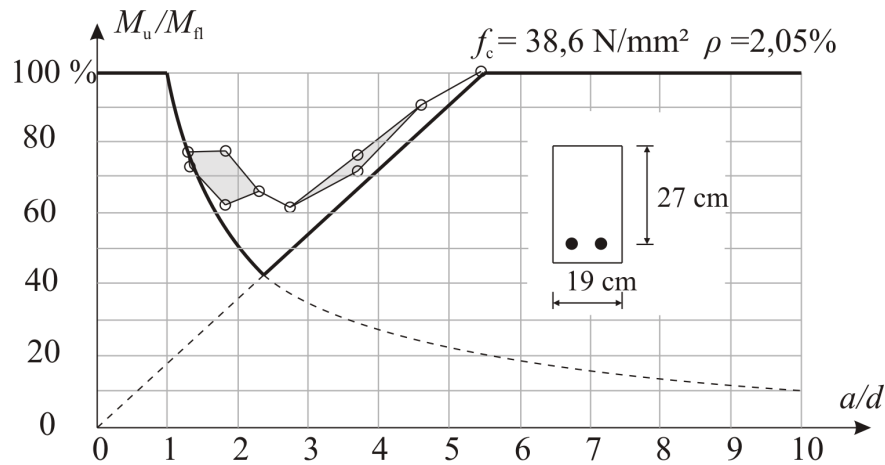


Abb. 3.24.: Schubtal für Gleichstreckenbelastung, nach [Kani u. a. (1979)]

[Krefeld u. Thurston (1966)] kamen in ihren Versuchen mit Gleichstreckenlasten zu ähnlichen Ergebnissen. Sie geben ebenfalls konkrete Positionen des Versagensortes an, die sich von den von Rüschi bzw. Leonhardt angegebenen nur geringfügig unterscheiden ($4 < l/d < 10 : x = 0,2 \cdot l$; $l/d > 10 : x = 2 \cdot d$). Auch bestätigen sie die weitere Laststeigerungsmöglichkeit nach der Schubrissbildung, deren Größe abhängig von der Schubschlankheit ist (siehe Abbildung 3.25). Für große Schubschlankheiten stellte danach der Zeitpunkt der Schrägrissbildung auch den Zeitpunkt des Versagens dar.

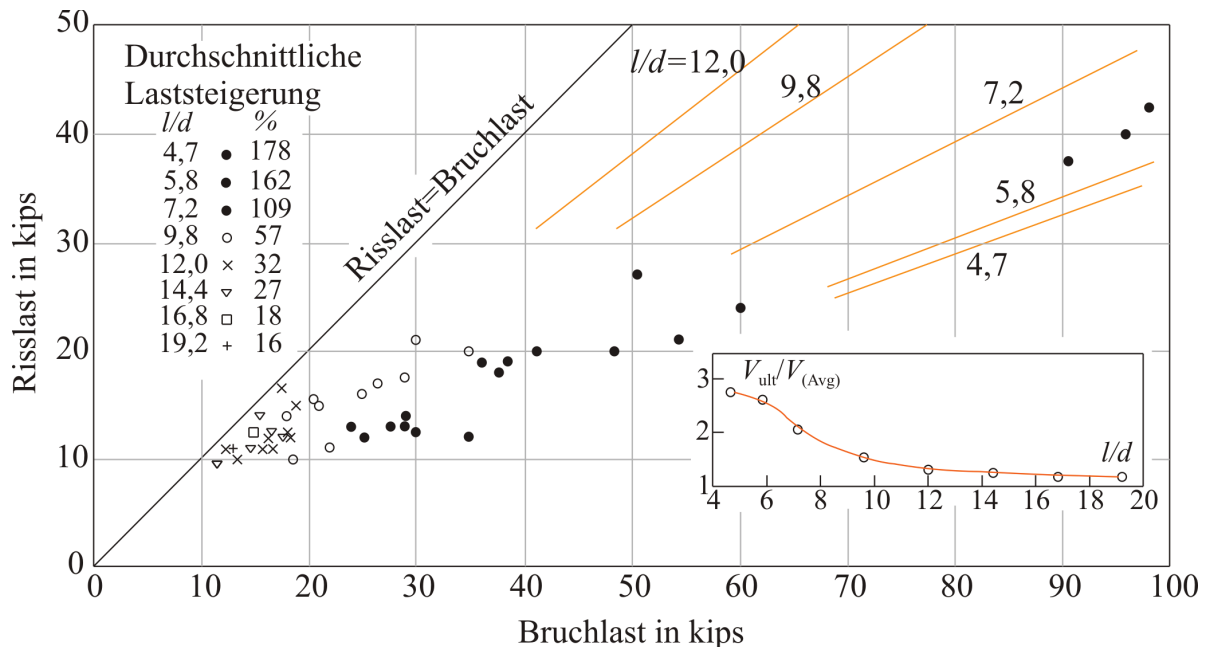


Abb. 3.25.: Einfluss der Schlankheit auf das Verhältnis Bruch- zu Risslast bei Gleichstreckenlast, nach [Krefeld u. Thurston (1966)]

[Brown u. a. (2006)] führte Versuche an identischen Stahlbetonbalken unter unterschiedlichen Belastungssituationen durch und stellte fest, dass Balken und Platten des üblichen Hochbaus aufgrund ihrer gleichmäßigen Belastung eher einer geringen Gefahr eines Schubversagens ausgesetzt

3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen

sind. Bei Messungen von Dehnungen im Schubfeld stellten sie fest, dass die Dehnungsverteilungen bei konzentrierter und gleichmäßiger Belastung sehr unterschiedlich sind. Während sich unter der Einzellast sehr klar die konzentrierte geradlinige Druckstrebe in Richtung des Lagers erkennen lässt, ähnelt die Dehnungsverteilung bei Gleichlast dem krummlinigen Trajektorienverlauf nach der linear-elastischen Balkentheorie.

3.3.5. Mitwirkende Breite

Die experimentellen Untersuchungen der Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Schubbewehrung wurden fast ausnahmsweise an Balken oder einachsrig gespannten Plattenstreifen, die das in [DIN EN 1992-1-1 (2011)] angegebene Grenzverhältnis von $b/h > 5$ für die Definition einer Platte nicht erfüllen, durchgeführt. Die Plattenstreifen wurden in den Schubversuchen i. d. R. über ihre gesamte Breite konstant durch eine Linienlast beansprucht, wodurch sie sich eher wie breite Balken verhielten. Seit Beginn der Stahlbetonbaunormung wird die Schubtragfähigkeit von Bauteilen ohne Schubbewehrung linear über die Bauteilbreite (Schubspannung) bestimmt. Dies führt bei einachsrig gespannten Platten i. d. R. dazu, dass ein 1 m breiter Plattenstreifen angesetzt wird, wobei von einer über diese Breite konstant verteilten Belastung ausgegangen wird. Dies entspricht allerdings nur bedingt der realen Einwirkungssituation.

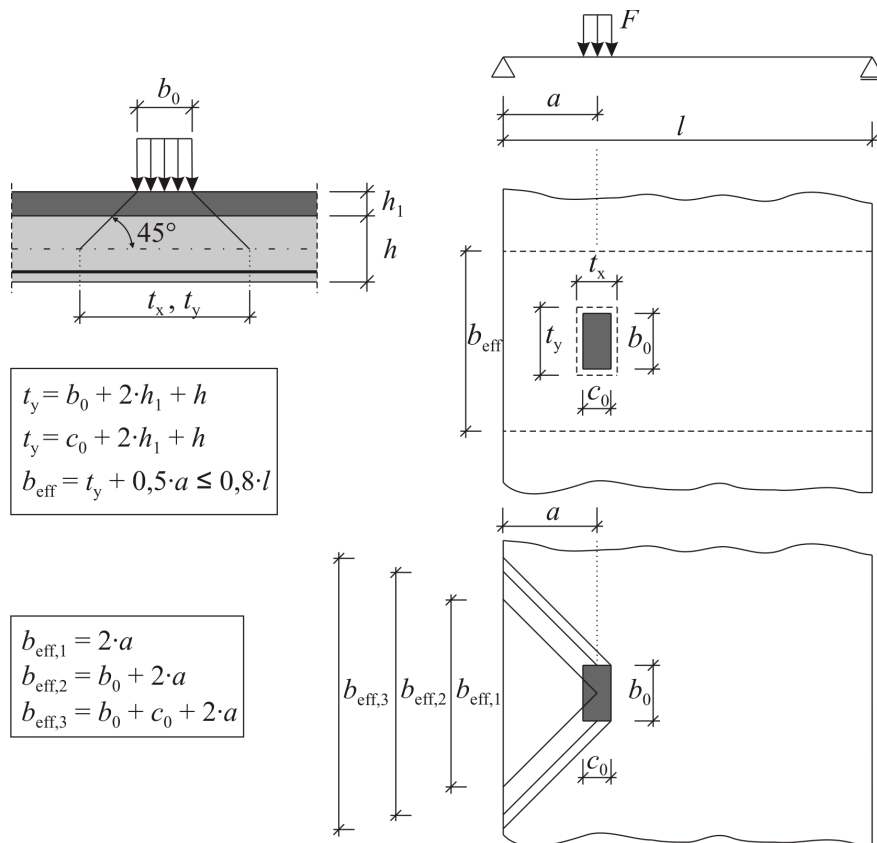


Abb. 3.26.: Ansätze zur Ermittlung der mitwirkenden Breite von einachsrig gespannten Plattenunter Einzellasten, nach [Grasser u. Thielen (1991)] und [Lantsoght u. a. (2011)]

Werden Platten durch Einzellasten beansprucht ändert sich die Bemessungssituation, da sich die Beanspruchung anders verteilen kann als bei einem Balken. Aufgrund der Flächentragwirkung besitzen Stahlbetonplatten größere Lastumlagerungsmöglichkeiten als Balken und auch die mitwirkende Plattenbreite ist i. d. R. größer als 1 m. [Latte (2011)] zeigt den Einfluss der unterschiedli-

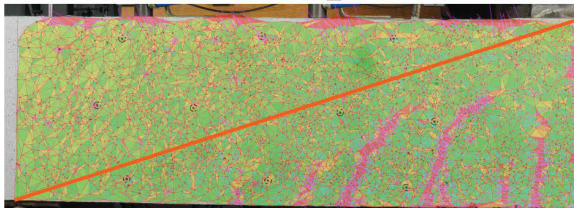
chen mitwirkenden Plattenbreite für Biegung und Querkraft auf die Bedeutung des Momenten-Querkraft-Verhältnisses (Schubslankheit) von Platten, das von dem für Balken abweicht. Für die Bestimmung der mitwirkenden Breite beim Schubwiderstand von Platten kann nach [Lantsoght u. a. (2011)], [Reissen u. Hegger (2013b)] und [Reissen u. Hegger (2013a)] entweder auf die Empfehlungen von [Grasser u. Thielen (1991)], oder den in der Praxis üblichen Ansatz einer Lastausbreitung unter 45° in Richtung Auflager zurückgegriffen werden. Nach [Lantsoght u. a. (2011)] existieren unterschiedliche Ansätze für die Bestimmung des Anfangspunktes der Lastausbreitung (siehe Abbildung 3.26), wodurch sich unterschiedlich ansetzbare effektive Breiten ergeben.

Die Anwendung des Ansatzes nach [Grasser u. Thielen (1991)] und der Lastausbreitung vom Zentrum der Einwirkung zur Ermittlung der mitwirkenden Breite beim Querkraftabtrag liefert nach [Reissen u. Hegger (2013b)] Ergebnisse, die nach experimentellen Untersuchungen auf der sicheren Seite liegen. Dagegen können die Ansätze einer Lastausbreitung von den Außenkanten der Einwirkung unsichere Ergebnisse liefern. Der Einfluss der mitwirkenden Breite für den Widerstand von Plattenkonstruktionen, insbesondere von Fahrbahnplatten, gegenüber Querkraften wird derzeit in experimentellen Untersuchungen von [Lantsoght u. a. (2011)] und [Reissen u. Hegger (2013b)] genauer analysiert.

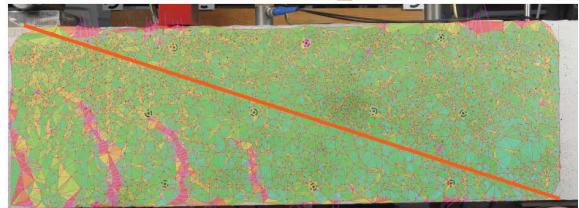
3.3.6. Vorspannung

Eine zusätzlich aufgebrachte Vorspannkraft führt zu einer Überdrückung des Querschnittes und somit zu einer verzögerten Rissentwicklung. Insgesamt ist das Bauteilverhalten wesentlich duktiler als bei einem vergleichbaren Stahlbetonbalken ohne Vorspannung. Je stärker die Vorspannung, desto später setzt die Biegeriss- und damit auch Schubrissentwicklung ein. Auch die Neigung der schrägen Risse zur Längsachse wird durch die einwirkende Längskraft verringert, so dass sich sehr flache Risse und damit verbundene flache Druckstreben einstellen.

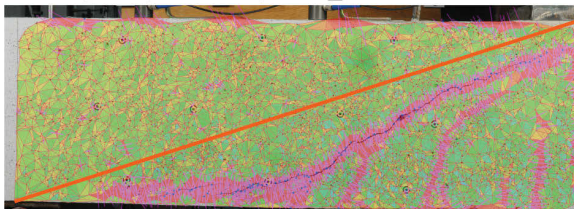
$P=115,5 \text{ kN}$, $t=4520 \text{ s}$, DSC_9325



$P=115,5 \text{ kN}$, $t=4520 \text{ s}$, DSC_6311



$P=120,0 \text{ kN}$, $t=4540 \text{ s}$, DSC_9335



$P=120,0 \text{ kN}$, $t=4540 \text{ s}$, DSC_6321

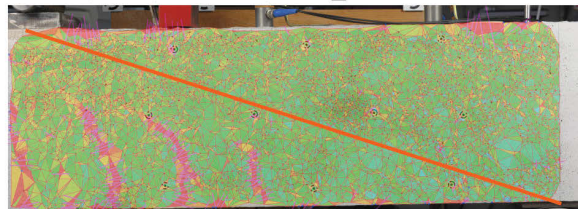


Abb. 3.27.: Schrägrissentwicklung eines Spannbetonbalkens im Schubversuch mit Hilfe der Photogrammetrie [Marx u. a. (2013)]

Abbildung 3.27 zeigt photogrammetrische Auswertung der Rissentwicklung eines Spannbetonträgers ohne Schubbewehrung kurz vor und im Moment des Bruches. Der schräge Schubriss entwickelt sich schlagartig aus den bereits vorhandenen schräg abknickenden Biegerissen, was zeigt, dass auch bei Spannbetonträgern die kritische Schubrissentstehung durch den Übergang vom stabilen zum instabilen Risswachstum geprägt ist. Durch das Zusammenwachsen des Hauptschrägrisses mit den schrägen Rissen in Richtung Auflager kommt es zu einer Verbundlösung und die Druckstrebe muss

3. Schubbruchgefahr von Stahlbetonbauteilen

sich weiter in Richtung Auflager abstützen. Das Durchschlagen des Schrägrisses in die Druckzone führt schließlich zum Versagen. Aufgrund der weiterhin vorhandenen Vorspannkraft führt das Versagen allerdings nicht zu einem Systemversagen oder einem Einsturz. Spannbetonbauteile weisen damit i. A. ein wesentlich duktileres Tragverhalten bis zum Versagen auf, das mit großen Verformungen und starker Rissbildung verbunden ist.

3.3.7. Weitere Einflussfaktoren

Weitere Einflussfaktoren auf das Schubtragverhalten sind die Querschnittsform (Hohlplatten, Ziegeldecken) [Aster (1970)], [Zelger u. Daschner (1972)], das statische System und die damit verbundene Momenten-Querkraft-Interaktion [Graf u. Mörsch (1928)], [Leonhardt u. a. (1964)], [Gaede (1966)], [Leonhardt u. a. (1968)], [Rombach u. Nghiep (2011)], die Bauteilhöhe und der damit verbundene Maßstabeffekt [Bhal (1967)], [Reinhardt (1981)], [Bazant u. Gambarova (1983)], [Zink (2000)] und natürlich das Vorhandensein einer evtl. Bewehrung zur Aufnahme der schiefen Zugkräfte im Moment der schrägen Rissentwicklung. Wie [Kani u. a. (1979)] zeigte, ist bereits eine geringe Bügelanzahl ausreichend, um die Tragfähigkeit deutlich zu erhöhen. In Abbildung 3.28 sind die Ergebnisse von untersuchten Stahlbetonbalken ohne bzw. mit einer unterschiedlichen Anzahl von Bügeln im Schubfeld dargestellt. Es ist zu erkennen, dass durch die Anordnung weniger Bügel bereits eine deutliche Erhöhung der Tragfähigkeit möglich ist und bei den Balken mit drei Bügeln sogar die volle Biegetragfähigkeit erreicht und das Schubtal geschlossen werden konnte.

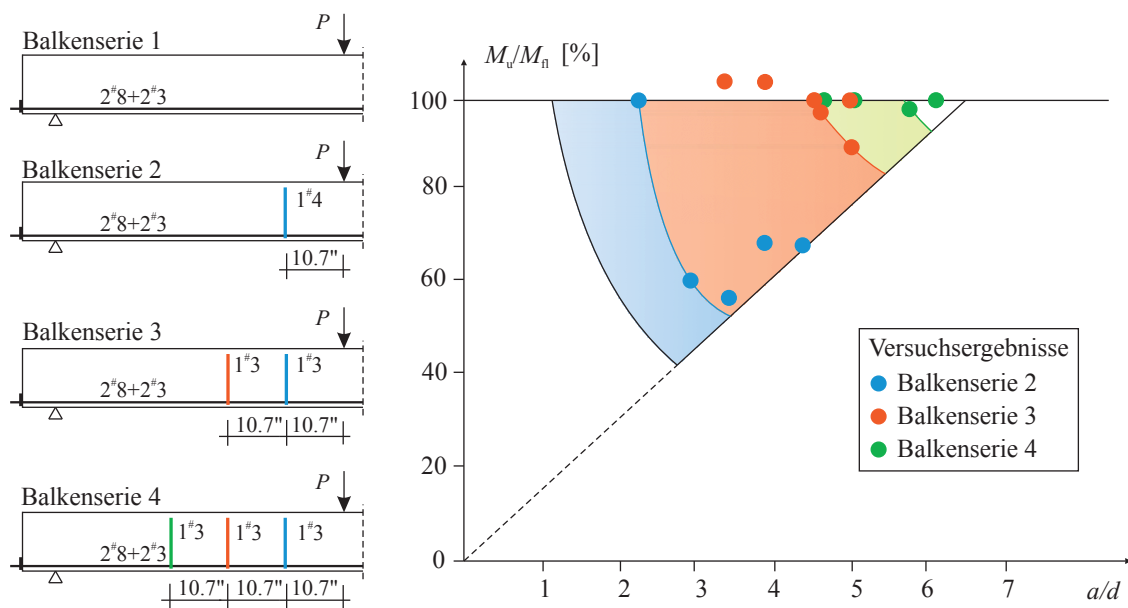


Abb. 3.28.: Einfluss der Anordnung von Bügeln auf die Tragfähigkeit, nach [Kani u. a. (1979)]

4. Messen bei Querkraftversuchen

4.1. Einführung

Für Ingenieure bilden experimentelle Untersuchungen des Trag- und Verformungsverhaltens von Baustoffen und Bauteilen die Basis für die Entwicklung rechnerischer Modelle und zur Bestimmung der in der Rechnung anzusetzenden Materialeigenschaften. Um die Beobachtungen während der Experimente nicht nur qualitativ, sondern quantitativ beschreiben zu können, werden verschiedenste Messverfahren und -techniken verwendet. Diese Messverfahren sind i. A. Techniken, die die menschlichen Fähigkeiten zur Wahrnehmung von Veränderungen physikalischer Größen verstärken und vor allem objektiv bewertbar machen.

Menschen besitzen fünf Sinne und die von der Natur geschaffenen dazugehörigen „Messgeräte“ zur Wahrnehmung von Gegenständen, Zuständen und Vorgängen (Hören, Sehen, Fühlen, Schmecken und Riechen). Für die Wahrnehmung bestimmter Dinge reicht ein einzelner Sinn aus, doch ist klar, dass durch die „Anwendung“ eines weiteren Sinnes die Qualität der „Messung“ steigt. Gleichzeitig kann die Wahrnehmung von zu vielen Informationen die Wahrnehmung einer einzelnen Sache behindern bzw. den Fokus durch eine Reizüberflutung schwächen oder ablenken.

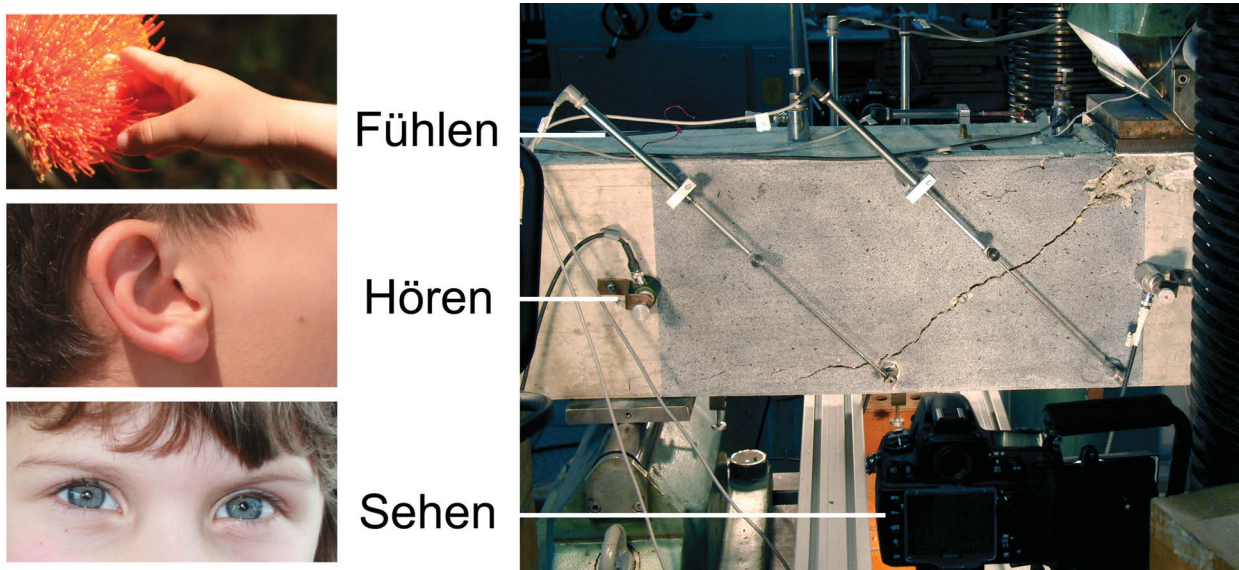


Abb. 4.1.: Übertragung der menschlichen Sinne auf die in den Experimenten eingesetzte Messtechnik, Photos links: Silke Scheerer

Diese allgemeine Beschreibung des Wahrnehmens in allen Prozessen auf der Erde betrifft das Beobachten und „Messen“ von Strukturveränderungen in experimentellen Untersuchungen gleichermaßen. Deshalb muss vor jedem Experiment genau bestimmt werden, was gemessen werden soll und vor allem wie. Auch ist es wichtig, die durch eine Messtechnik wahrgenommenen Größen durch andere Messtechniken zu verifizieren, bzw. die unterschiedlichen gemachten Beobachtungen miteinander in Beziehung zu setzen, um den Informationsgewinn und damit die Aussagekraft einzelner Messwerte zu erhöhen.

4. Messen bei Querkraftversuchen

Für die hier zu untersuchende Frage der Vorankündigung eines global eher spröde ablaufenden Schubversagens wurde eine Kombination verschiedener Messverfahren verwendet, um zum einen durch die Verknüpfung der verschiedenen Messverfahren die Informationsqualität bereits während des Versuches deutlich zu erhöhen und zum anderen die gemessenen Strukturveränderungen hinsichtlich ihrer Eignung zur Wahrnehmung einer beginnenden Schädigung infolge Schub bewerten zu können. Abbildung 4.1 zeigt die Übertragung der menschlichen Sinne auf die in den Experimenten eingesetzte Messtechnik.

In diesem Abschnitt wird zunächst die Entwicklung des Einsatzes von Messtechniken im Stahlbetonbau und vor allem bei Schubversuchen vorgestellt und anschließend die in dieser Arbeit verwendeten Messtechniken:

- Photogrammetrie,
- Schallemissionsanalyse,
- bereichsweise Krümmungsmessung und
- herkömmliche Verformungsmesstechnik

und ihre Anwendung bei experimentellen Untersuchungen der Tragfähigkeit beschrieben.

4.2. Messen im Stahlbetonbau

Der Versuch hat im Stahlbetonbau eine ganz besondere Bedeutung. Fortschritte und Entwicklungen sind seit den Anfängen der Bauweise vor allem durch das Ausprobieren mit neuen Bauteilen und Bauformen und das Beobachten der Reaktion dieser auf äußere Einwirkungen gemacht worden. Emil Mörsch schrieb schon 1926:

„Dabei werden die Rechnungsmethoden in engem Zusammenhang mit den Versuchen gegeben, denn auf keinem Gebiet der Technik ist es mehr angezeigt, streng auf dem Boden des Versuchs zu bleiben, wenn man unliebsame Erfahrungen vermeiden will. Nur eine genaue Kenntnis der Baustoffe und ihres Zusammenwirkens in den einzelnen Baugliedern bis zum Bruch befähigt den Eisenbetoningenieur, die gebräuchlichen Rechnungsarten dem Einzelfall richtig anzupassen, und auf eigene Verantwortung schwierige Eisenbetonbauten zu entwerfen und auszuführen, welche in allen Teilen die erforderliche Sicherheit bieten, ohne unwirtschaftlich zu sein.“ [Mörsch (1926)]

Die ersten experimentellen Untersuchungen an Stahlbetonbauteilen hatten das Ziel, den neuen Verbundwerkstoff zu verstehen, waren also hauptsächlich auf eine phänomenologische Untersuchung des Tragverhaltens ausgerichtet. Aus diesen Feststellungen wurden einfache mechanische Modelle entwickelt, um Stahlbetonbauteile bemessen zu können. Diese Modelle, wie das Biegebemessungsmodell von [Koenen (1886)] oder das Fachwerkmodell von [Mörsch (1908)], waren für die praxistaugliche Bemessung entwickelt und an Versuchen verifiziert worden. Entsprechend der Zielsetzung, nämlich der Erforschung des globalen Tragverhaltens, wurden nur die Versagensformen, die Rissbildung, die Riss- und Bruchlasten sowie die Durchbiegungen des Bauteils unter Belastung beobachtet und ausgewertet. Dazu wurden einfache Messuhren, die unterschiedlichsten Typen von Zeigerapparaten sowie Lineal, Lupe und Bleistift verwendet (siehe Abbildung 4.2).

Mit dem wachsenden Verständnis für das Trag- und Verformungsverhalten stieg das Interesse daran, die Versagensursachen tiefer zu ergründen und das lokale Verhalten des Baustoffes zu verstehen. Zusammen mit der Weiterentwicklung der Elektronik und Rechentechnik war es nun auch möglich und nötig, durch verfeinerte Messungen genauere Stoffgesetze zu formulieren. Elektrische Verformungsmessgeräte lösten in den 1960er bis 1970er Jahren zunehmend die mechanische Technik ab, weil mit diesen eine kontinuierliche Messung während des Versuches und vor allem die direkte Ausgabe

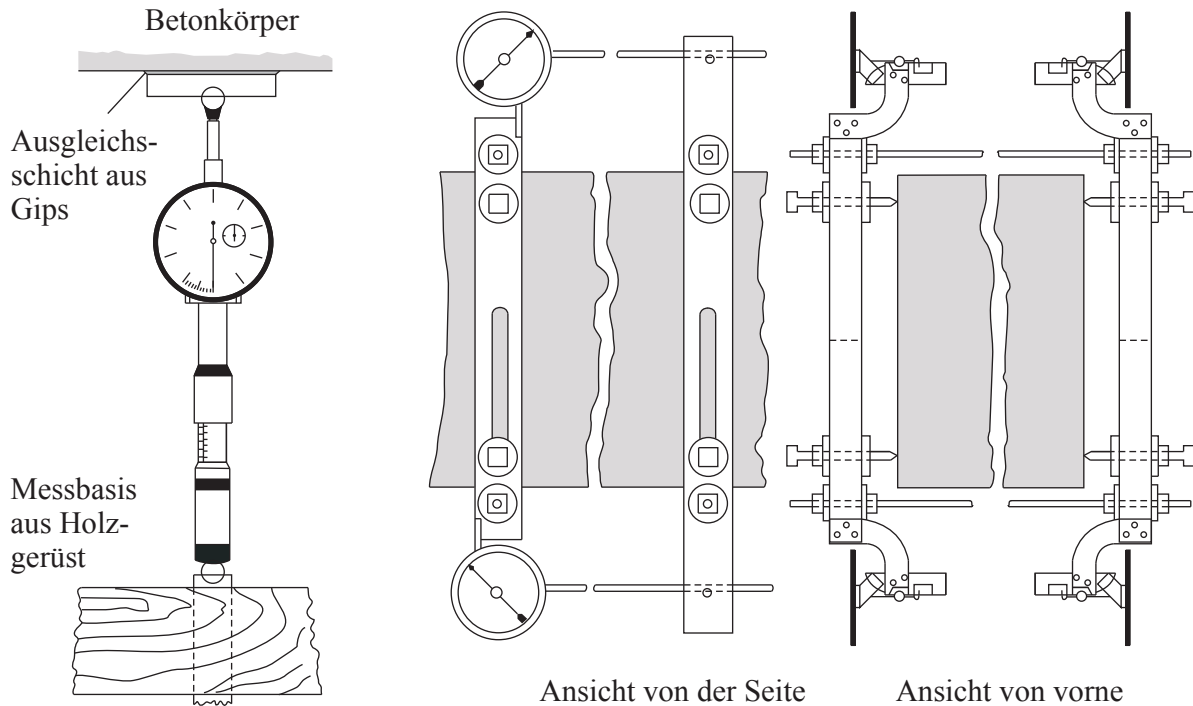


Abb. 4.2.: Mechanische Verformungsmessgeräte, nach [Talbot u. Slater (1913)], [Talbot (1904)]

der gemessenen Größen in einen Rechner möglich wurde [Lierse (1980)]. Induktive Wegaufnehmer (IWA) und insbesondere die Dehnungsmessstreifen (DMS), ermöglichten viele neue Messanwendungen. Doch war die Übertragung der Messverfahren aus anderen Materialwissenschaften in den Betonbau nicht immer so ohne weiteres möglich. Gerade die Dehnungsmessung mit DMS hat sich aufgrund der materialbedingten Besonderheiten (Messlängenabhängigkeit) und messtechnischen Schwierigkeiten (nur bei geringen Zugbeanspruchungen) nur langsam etabliert [Lierse (1980)].

Der Wunsch, noch genauer messen zu können und die stetige technische Weiterentwicklung führten bis heute zu immer neuen Entwicklungen in der Messtechnik, deren Vielzahl eine vollständige Aufzählung unmöglich macht. Beispielhaft seien hier der Einsatz von Faser-Bragg-Gittern zur Dehnungsmessung im Bauteilinneren [Schlattner u. a. (1999)], [Ritter u. Curbach (2013)], die Anwendung photogrammetrischer Messverfahren [Maas (2012)], [Koschitzki u. Maas (2012)], [Görtz (2004)], der Laser-Interferometrie [Hariri (2000)], der Schallemissionsanalyse [Kapphahn u. a. (1989)] oder von impedanzbasierten Verfahren [Park u. a. (2006)] genannt. Diese unterschiedlichen Verfahren ermöglichen die Messung von Strukturveränderungen nicht nur anhand globaler Verformungsgrößen, sondern gestatten auch die frühzeitige Detektion lokaler Schädigungen, wie z. B. die Entstehung von Rissen.

4.3. Chronologische Entwicklung der Messtechnik bei schubbeanspruchten Stahlbetonbauteilen

Die Untersuchungen zur Schubtragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen lassen sich aufgrund zeitlicher Häufungen der Untersuchungen und der dabei verwendeten Messtechniken in drei Epochen bzw. Perioden unterteilen (siehe Tabelle 4.1). Die Grenzen der Epochen sind dabei nicht starr. So sind auch in der Zeit zwischen der 2. und 3. Epoche Schubversuche durchgeführt worden, doch hatten diese eher das Ziel, spezielle Bauformen zu untersuchen bzw. theoretische Modelle zu erweitern, als grundlegende Fragen des Schubtragverhaltens zu klären. Die Entwicklung

Tab. 4.1.: Epochen der Schubuntersuchungen

Epoche	Fokus der Untersuchungen lag auf:
1. Epoche (Ende des 19. Jahrhunderts bis 1930)	Versagensformen, Bemessung und Konstruktion
2. Epoche (Ende der 1950er Jahre bis Mitte der 1970er Jahre)	Systematische Untersuchung der Einflussfaktoren auf das Schubtragverhalten, Beschreibung des Versagensablaufs und der Tragmechanismen, verminderte Schubdeckung, verbesserte Verbundbedingungen, Spannbeton
3. Epoche (Ende der 1990er Jahre bis heute)	Neue Materialien, Platten und die Bewertung bestehender Konstruktionen, Verstärkungsverfahren, Betontraganteil, Rissverzahnung

der Messtechnik kann fast parallel zu den drei Epochen beschrieben werden und kann über das Messprinzip als mechanisch – elektronisch – optisch charakterisiert werden.

4.3.1. Erste Epoche (Ende des 19. Jahrhunderts bis 1930)

Die erste Epoche der Schubversuche ist durch die systematische Untersuchung der Widerstandsfähigkeit von Stahlbetonbauteilen gegenüber einer vorwiegenden Querkraftbeanspruchung charakterisiert. Sie war geprägt durch die Zielstellung einer bestmöglichen Bewehrungsanordnung und der Erstellung von Berechnungsvorschriften zur Bemessung von Stahlbetonbauteilen. Dabei wurde z. B. die Wirksamkeit schräger und senkrechter Bügelbewehrungen verglichen, die Tauglichkeit „schwimmender“ Schrägeisen geprüft und die optimale Bewehrungsführung ermittelt (volle Schubsicherung nach Mörsch) [Mörsch (1929)].

In den Versuchen wurde festgestellt, dass Bauteile mit großen Bewehrungsgehalten nicht durch senkrechte Risse in Bauteilmitte, sondern bereits vor Erreichen ihrer rechnerischen Biegetragfähigkeit infolge schräger Risse im Steg oder durch Verankerungsbrüche versagten. Hauptaufgabe des Messens bei diesen Versuchen war die Feststellung der Riss- und Bruchlasten, der Rissbildung und -entwicklung sowie der elastischen und plastischen Durchbiegungen (globale Verformung). Die Verformungen des Betons an den Seitenflächen wurden anfänglich mit Zeigerapparaten [von Emperger (1908)], die Stahldehnung mit Hilfe von speziellen Extensometern über Aussparungen im Beton oder aufgeschweißten Metallstiften (Abbildung 4.3) ermittelt [Talbot (1904)], [Graf (1931)].

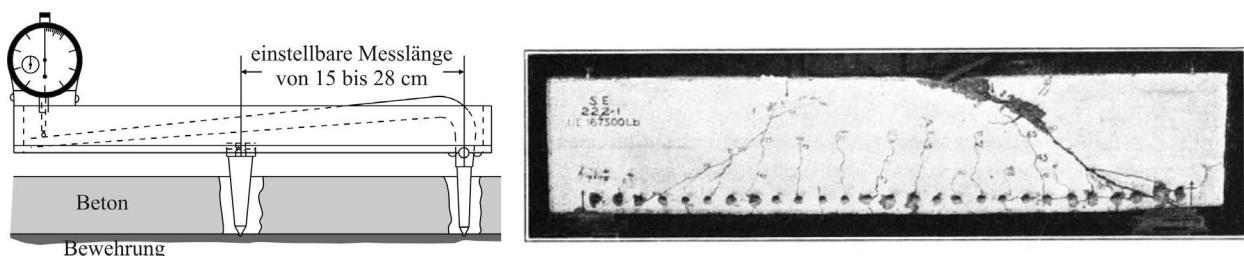


Abb. 4.3.: links: Berry-Extensometer, nach [Talbot u. Slater (1913)], rechts: Balken mit Aussparungen zur Dehnungsmessung [Richart (1927)]

Alle diese Messverfahren basierten auf mechanischen Prinzipien, mussten händisch bedient und abgelesen werden und auf Grund ihrer zeitaufwendigen Anwendung wurden nur wenige Messstellen untersucht.

4.3.2. Zweite Epoche (Ende der 1950er Jahre bis Mitte der 1970er Jahre)

Ende der 1950er Jahre bedingen der Durchbruch der Spannbetonbauweise, die Verwendung von höheren Betonfestigkeiten und gerippten Betonstählen mit verbesserten Verbundeigenschaften neue Untersuchungen zum Schubtragverhalten. Rüschi in München und Leonhardt in Stuttgart sind dabei in Deutschland federführend.

Bezüglich des messtechnischen Aufwandes stellen die Untersuchungen von [Leonhardt u. Walther (1962)] und [Rüschi u. Mayer (1967)] einen Quantensprung dar. Bei der Untersuchung von Trägern unter hohen Schubbeanspruchungen *„wurden rund 350 Messstellen angeordnet, zu denen im Verlaufe der Belastung noch etwa 300 Ablesestellen der Rissbreiten in drei Höhenlagen kamen. Um die Lastdauer je Laststufe kurz zu halten, wurden für die Ablesungen 12 Mitarbeiter eingesetzt“* (siehe Abbildung 4.4) [Leonhardt u. Walther (1962)].

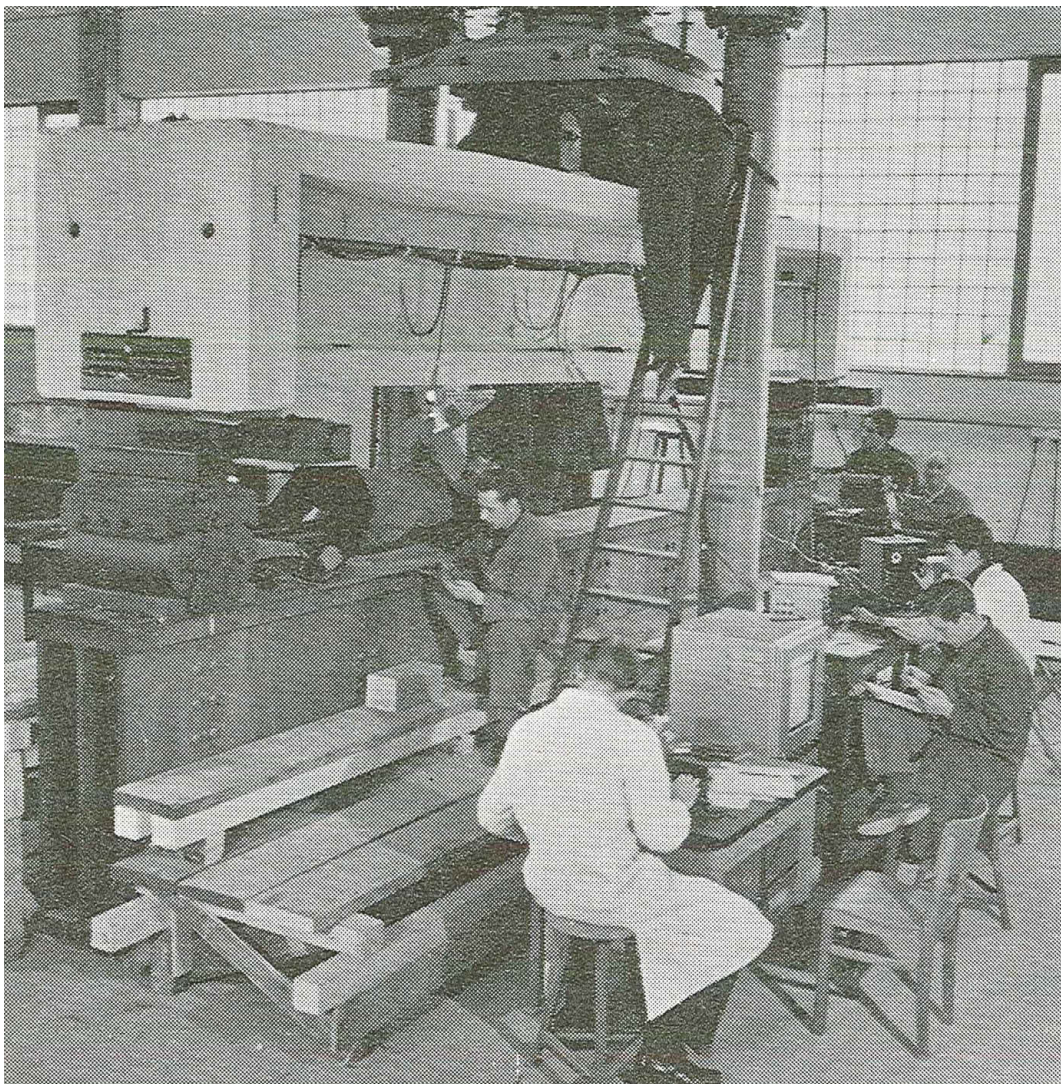


Abb. 4.4.: Darstellung des Messaufwandes für einen Balken aus [Leonhardt u. Walther (1962)]

Dieser enorme messtechnische und personelle Aufwand wurde aber meist nur für Balken mit Bügelbewehrung betrieben. Für Bauteile ohne Bügelbewehrung lag das Interesse eher auf dem Riss- und Bruchbild und dem Verständnis des Versagensablaufes, weshalb der Messaufwand stark reduziert wurde [Leonhardt u. Walther (1962)].

Nicht nur die extrem große Anzahl von Messstellen, sondern auch die Verwendung neuer Messtechniken, wie der Dehnungsmessung von Längs- und Bügelbewehrung durch DMS oder die Aufzeichnung von Betonstauchungen und Stahldehnungen über die gesamte Balkenlänge (Messlängen 20 bis 50 cm) mit Setzdehnungsmessern (SDM, über die ganze Balkenlänge erstmals von [Rüsch (1960)] durchgeführt) und zum Teil auch mit IWA [Rüsch u. Mayer (1967)] brachten eine neue Informationsqualität. Später wurden die Messlängen weiter reduziert (Messlängen bis 5 cm), um noch genauere Informationen über die Verteilung zu erhalten [Rüsch u. Mayer (1967)]. Andere Forscher ([Baron (1956)], [Baumann u. Rüsch (1970)]) verwendeten auf die Bewehrung geschweißte Stahlstifte, um die Dehnungen mit Hilfe von Setzdehnungsmessern zu bestimmen.

Die Messungen der Dehnungsverteilung über die Balkenlänge gaben Einblick in die Ausnutzung der Betondruckzone und der Längsbewehrung in den Schub- und Biegebereichen, womit z. B. der Einfluss der Verbundwirkung und eine Bogen-Zugband-Wirkung bei Glattstählen beurteilt werden konnten. Es zeigte sich, dass die Dehnungsverteilung in den unteren Laststufen affin zur Momentenlinie, später fast konstant über die Balkenlänge war und erst an den Auflagern auf null ging oder wie die Betondehnung in der Druckzone über den Auflagern sogar Zugdehnungen anzeigte. Damit war auch die Frage der nötigen Verankerung und des Versatzmaßes eindeutig zu beantworten.

Dehnungsmessungen in den Bügeln sollten die Ausnutzung der Bügelbewehrung im Vergleich zu den rechnerischen Annahmen zeigen. Dabei ergab sich eine ungleichmäßige Verteilung der Dehnungen über die Bügelhöhe, die stark vom Verlauf und der Zufälligkeit schräger Risse an den Messstellen abhing [Leonhardt u. Walther (1962)], [Leonhardt u. a. (1964)]. Die Bügeldehnungen nahmen in den unteren Laststufen eher gering zu und ein Abknicken der Kraft-Bügeldehnungs-Diagramme zeigte deutlich den Zeitpunkt der Schrägrissbildung und offenbarte, dass die Bügel erst wirksam werden, wenn sich der Riss deutlich öffnete [Leonhardt u. a. (1964)], [Bhal (1967)], [Moody u. a. (1955)]. Eine sehr ausführliche Darstellung der Bügeldehnungsverteilung wurde von [Rüsch u. Mayer (1967)] gegeben (siehe Abbildung 4.5). Auch zeigte sich in den Versuchen mit glatter Bügelbewehrung, dass diese einen nicht unerheblichen Gleitweg benötigten, bis sie am Lastabtrag mitwirkten. Da die Festigkeit des Stahls in den meisten Fällen nicht ausgenutzt werden konnte, wurde Bügelbewehrung aus Glattstahl von der zukünftigen Verwendung ausgeschlossen.

Für Bauteile ohne Bügelbewehrung zeigten die Untersuchungen von [Bresler u. Scordelis (1963)], dass die Vertikalverformung gemessen über die Balkenhöhe ein guter Indikator für eine beginnende Schrägrissbildung ist, was später durch [Rüsch u. Mayer (1967)] bestätigt wurde. Einige Forscher legten den Zeitpunkt der Schrägrissbildung ausschließlich anhand des optischen Verlaufs des Rissbildes fest [Leonhardt u. a. (1973)], wieder andere definierten die Entwicklung eines Schrägrisses aus einem Biegeriss mit dem Erreichen der halben Balkennutzhöhe [Leonhardt u. Walther (1962)].

Auf ganz unterschiedliche Weise wurde versucht, die Beanspruchung der Betondruckstreben messtechnisch zu ermitteln. Zur Bestimmung der Hauptspannungszustände im Steg wurden in der Regel SDM-, DMS-, oder IWA-Rosetten verwendet [Leonhardt u. Walther (1962)], [Leonhardt u. a. (1973)]. Viele Ergebnisse dieser Messungen konnten aber nicht ausgewertet werden, weil die zufällige Rissbildung einen oder mehrere der Messaufnehmer ausfallen ließ. Selbst wenn Messwerte ausgewertet werden konnten, waren die Ergebnisse schwierig zu interpretieren bzw. ergaben keine neuen Erkenntnisse, da sie ausschließlich Informationen über einen einzigen Punkt des durch die Rissbildung stark heterogenen Dehnungsfeldes lieferten. Eine bessere Beurteilung erlaubte die Bewertung der Druckstrebenbeanspruchung durch die Applikation von DMS oder SDM nach Ausbildung der Schrägrisse. Dabei wurden einer oder mehrere Messwertaufnehmer parallel zur durch Schrägrisse abgetrennten Betondruckstrebe angeordnet. Hierdurch konnte die Hauptdruckdehnung und auch die Dehnungsverteilung über die Breite der Druckstrebe ermittelt werden [Leonhardt u. Walther (1963)], [Kani u. a. (1979)], [Brown u. a. (2006)]. Die wirklich auftretenden Verschiebungszustände

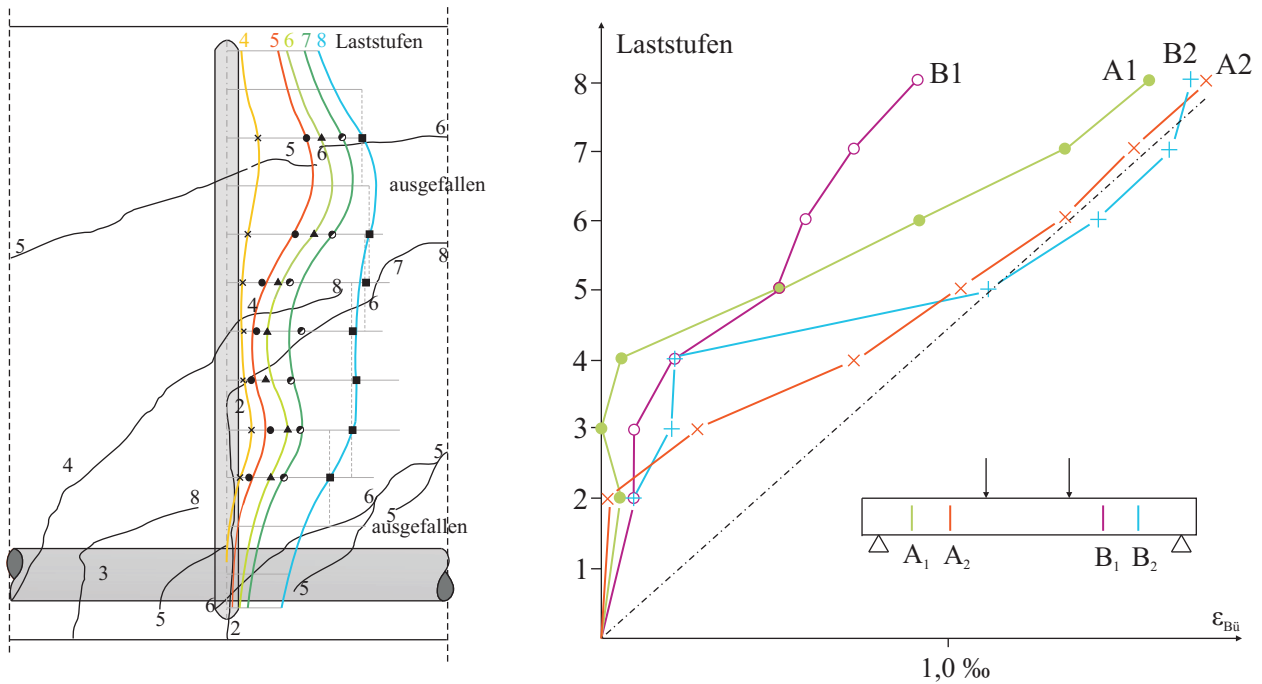


Abb. 4.5.: Ergebnisse der Dehnungsmessung über die Bügelhöhe, nach [Rüsch u. Mayer (1967)]

im Schrägriss wurden z. B. von [Leonhardt u. Walther (1963)] und [Leonhardt u. a. (1973)] mit Hilfe von nach der Rissbildung aufgesetzten SDM oder IWA gemessen. Der Einfluss bestimmter Bügelbewehrungsarten oder -grade konnte auch mit Hilfe von Rissbreitenmessungen [Leonhardt u. Walther (1962)], [Leonhardt u. Walther (1963)] gut beurteilt werden. Die Rissöffnung wurde i. d. R. mit Setzdehnungsmessern kontrolliert, weil diese auch bei gerissenen Stahlbetonkörpern zuverlässige Ergebnisse liefern.

4.3.3. Dritte Epoche (Ende der 1990er Jahre bis heute)

Die messtechnische Weiterentwicklung in der 3. Epoche der Schubuntersuchungen steht in engem Zusammenhang mit dem stetigen Fortschritt der digitalen Technik. Dies betrifft die Messwertfassung, die Messwertaufzeichnung und schließlich die Auswertung mit Hilfe moderner Software. Die Datenübertragung, Berechnung und Darstellung der Messwerte in Diagrammen erfolgt heute in Sekundenbruchteilen und erlaubt sogar eine Online-Beurteilung bzw. messwertgestützte Versuchssteuerung. Mit diesen Möglichkeiten sind auch die Anzahl der gleichzeitig aufnehm- und auswertbaren Messwerte und parallel eingesetzten Messverfahren gestiegen. Eine ganze Reihe von neuartigen Messverfahren und -technologien ermöglicht heute eine wesentlich bessere Informationsqualität über die bei Schubversuchen ablaufenden Schädigungs- und Strukturveränderungsprozesse. Die Anwendung von photogrammetrischen Verfahren [Görtz (2004)], [Brückner (2012)], [Schacht u. a. (2011)], Laser-Interferometrie [Görtz (2004)], Schallemissionsanalyse (SEA) [Kapphahn (1990)], [Schacht u. a. (2011)] oder Neigungssensoren [Bolle (1999)] gestattet nicht nur punktuelle Verformungsmessungen im Schubfeld, sondern erweitert die detektierbaren Messinformationen auf flächige oder volumetrische Tragwerksveränderungen.

Für die Beurteilung des globalen Tragverhaltens werden vorrangig Durchbiegungsmessungen verwendet, die heute i. A. mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern aufgezeichnet werden. Für die Messung der Dehnungen in der Betondruckzone werden IWAs [Brückner (2012)], [Marx u. a. (2011)], DMS [Birtel (2009)] oder auch SDM [Hegger u. Görtz (2007)], [Birtel (2009)], eher selten Potentiometer [Grimm (1997)] verwendet. Die Beanspruchung der Längsbewehrung wird üblicherweise

durch eine direkte Messung auf der Bewehrung mit Hilfe von DMS durchgeführt (evtl. Abschleifen der Rippen) [Hegger u. Görtz (2007)], [Birtel (2009)], aber auch eine indirekte Dehnungsmessung mit Setzdehnungsmessern [Hegger u. Görtz (2007)] ist möglich. Spannstahlspannungen bei Schubversuchen an vorgespannten Balken hat [Zink (2000)] ebenfalls mit, auf die Spannstahlilitzen geklebten, DMS gemessen. Analog der Stahldehnungsmessung in der Längsbewehrung erfolgt die Dehnungsmessung in der Bügelbewehrung aktuell fast ausnahmslos mit Hilfe von aufgeklebten DMS [Brückner (2012)], [Vill u. a. (2012)], [Hawkins u. Kuchma (2006)].

Zur Bestimmung punktueller Hauptdehnungszustände im Schubfeld werden immer noch Rosetten aus DMS, SDM oder IWA verwendet, wobei, wie gesagt, die Aussagekraft solcher Messungen in der Regel auf geringe Bereiche beschränkt und teilweise sogar unmöglich ist, weil infolge Rissbildung eine oder mehrere Richtungen ausgefallen sind. Dehnungen in der Druckstrebe werden nach Ausbildung der schrägen Risse mit DMS bestimmt [Scholz (1994)], [Brown u. a. (2006)]. Die erfolgreiche Messung der Verteilung der Längsdehnungsbeanspruchung über die Querschnittshöhe mit DMS ist zwar ebenfalls von der zufälligen Rissbildung abhängig, erlaubte aber zum Beispiel [Görtz (2004)] eine Aussage über den Verlauf der Druckstrebe zwischen Last und Lager (siehe Abbildung 3.8).

Die Verformungszustände im gesamten Steg des Bauteils werden in vielen Untersuchungen mit Hilfe von Setzdehnungsmessern (SDM) gemessen, bei denen die Messpunkte in einem regelmäßigen Raster angeordnet sind [Sherwood (2008)], [Hawkins u. Kuchma (2006)]. Auch Rissuferverschiebungen können mit Hilfe von SDM aufgezeichnet und die Anteile der parallel und senkrecht zum Riss stattfindenden Verschiebungen ausgewertet werden [Hegger u. Görtz (2007)]. Durch die relative Verformungsmessung innerhalb des Rasterbereiches können aus den lokalen Messwerten Aussagen über flächige Verformungen gewonnen werden.

Zur Bestimmung und Messung der Schrägrissentwicklung werden heute in der Regel diagonal oder vertikal über das Schubfeld verlaufende IWA angeordnet (siehe Abschnitt 4.6) [Jüppner (1995)], [Sherwood (2008)], [Yang u. a. (2010)]. Aus der Analyse von [Görtz (2004)] zum Schubrissverhalten lässt sich der zu überwachende Bereich, in dem sich der anfängliche Biegeriss bildet und in Richtung Last zu krümmen beginnt, auf $0,3 \cdot a$ bis $0,6 \cdot a$ eingrenzen, wobei a den Abstand zwischen Last und Lager bezeichnet.

Um die Verformungs- und Rissbildungsprozesse im Steg von Balken unter Schubbeanspruchung flächendeckend untersuchen zu können, wurden verschiedenste Messverfahren getestet. [Jüppner (1995)] berichtet über Versuche mit Folien, die auf die Stegflächen geklebt und anschließend spannungsoptisch ausgewertet wurden, um die Spannungszustände vor der Rissbildung genauer untersuchen zu können. [Görtz (2004)] verwendete für die gleiche Zielstellung die Laser-Interferometrie und konnte so in einem kleinen Untersuchungsbereich minimale Verschiebungen im Steg der Balken flächig visualisieren. In den letzten Jahren haben sich vor allem photogrammetrische Verfahren für eine Rissüberwachung durchgesetzt. Auch für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen wurde die Photogrammetrie eingesetzt (siehe Abschnitt 4.4). Die Anwendung der Schallemissionsanalyse bei Schubuntersuchungen wird in Abschnitt 4.5 detailliert vorgestellt.

4.3.4. Klassifikation der Messaufgaben und der verwendeten Messtechnik

Tabelle 4.2 stellt die unterschiedlichen Messziele und die dafür einsetzbaren Messverfahren und -möglichkeiten, die in den, in der Literatur dokumentierten, Schubversuchen eingesetzt wurden, kompakt zusammen und erleichtert so eine gezielte Auswahl, der in zukünftigen Versuchen einzusetzenden Messtechniken.

Tab. 4.2.: Klassifikation der Messgrößen, der damit verbundenen Messziele und der geeignetsten Messtechnikanwendung [Schacht u. a. (2013a)]

Messgröße	Messziel	Messtechnik
Durchbiegung	globales Tragverhalten, elastische und plastische Verformungsanteile, Verformungsvermögen	IWA, Neigungssensoren
Kräfte / Lasten		
Kraft	Belastung (kontinuierlich)	Kraftmessdosen
Schubrisslast	Zeitpunkt Schrägrissbildung	vertikale IWA, optisch durch Rissbeobachtung, Schallemissionsanalyse ¹ , Photogrammetrie ²
Rissbildungsprozesse		
Rissbreiten	Gebrauchstauglichkeit, Tragverhalten	Risslupen, Risslineal oder Mikroskope (gekalkte Oberfläche), Photogrammetrie ⁴
Rissentwicklung /-position	Rissentwicklung über die Belastung, Entwicklung schräger Risse aus Biegerissen, Risshöhen (verbleibende Druckzone) Verdübelungs- und Verankerungsrisse, Ortung der Rissaktivität	Nachzeichnen der Risse mit Bleistift (parallel neben dem Riss), Laststufen-Risswachstum durch Markierung der Risswurzel, Schallemissionsanalyse ¹ , Photogrammetrie ²
Rissuferverschiebung	Lastabtrag durch Rissverzahnung	SDM, IWA (Applikation nach Rissbildung), Photogrammetrie ²
Abschnittsweise Krümmung	Unterscheidung von rissaktiven und -inaktiven Bauteilbereichen	Neigungssensoren
Rissaktivität	Mikro- und Makrorissentwicklung, Rissreibung	Schallemissionsanalyse ¹ , Photogrammetrie ²
Verformungen Druckzone		
Betonstauchung	Beanspruchung der Betondruckzone, Verlauf der Dehnung in der Druckzone	IWA, SDM (linienförmig oder im Raster), Beton-DMS
Zugdehnungen über dem Schubfeld	Veränderung des Lastabtrags, Druckbogen (Druckstrebe)	IWA, SDM, Beton-DMS
Dehnungsverteilung im Plattenbalken	Mitwirkung der Platte, Verschiebung zwischen Platte und Balken	SDM, IWA, Beton-DMS
Verformungen Zugzone		
Dehnung Längsbewehrung	Beanspruchung der Längsbewehrung	IWA, SDM, Stahl-DMS

¹Die Anwendung der Schallemissionsanalyse erfordert spezielle Kenntnisse und Erfahrungen

²In Abhängigkeit von der Auflösung des Messbereiches

Verformungen Steg		
Dehnungsverteilung über Bauteilhöhe	Verlauf bzw. Neigung der Druckstrebe, Hauptdehnungszustände	SDM, Beton-DMS, Photogrammetrie ²
Betonstauchung in der Druckstrebe	Ausnutzung des Betons in der Druckstrebe, Spannungsverteilung über die Breite der Druckstrebe	SDM, IWA, Beton-DMS, Photogrammetrie ²
Bügeldehnung	Zeitpunkt der Schrägrissbildung, Dehnung und deren Verteilung über die Bügelhöhe	Stahl-DMS
Höhen- oder Dickenänderung	Zeitpunkt Schrägrissbildung	vertikale IWA, Photogrammetrie ²
Verankerung / Verbund		
Längsbewehrung	Schlupf der Endverankerung	Relativverschiebung mit IWA
Bügelbewehrung	Verankerung der Bügel, Gleiten	Relativverschiebung mit Hilfe von IWA über Messstifte auf Bügelverankerung

4.4. Photogrammetrie

4.4.1. Anwendung der Photogrammetrie im Massivbau

Die Photogrammetrie ist eine Methode, mit der aus einem oder mehreren Bildaufnahmen die Form oder Lage eines beliebigen Objektes direkt oder indirekt bestimmt werden kann. Grundlegende Entwicklungsschritte und das physikalische Grundprinzip der photogrammetrischen Messtechnik werden u. a. in [Luhmann (2003)] erläutert und sollen hier nicht wiederholt werden.

In den letzten Jahren ist der Einsatz photogrammetrischer Messtechniken stark angestiegen, was vor allem auch auf die rasante Weiterentwicklung der Kamera- und Computertechnik zurückzuführen ist. Einen Überblick über die Aufgabenstellung und mögliche Anwendungsgebiete der digitalen Nahbereichsphotogrammetrie im bautechnischen Mess- und Versuchswesen wird z. B. in [Hampel (2008)] oder [Maas (2012)] gegeben.

Vorteile der photogrammetrischen Messtechnik gegenüber herkömmlichen Messtechniken sind:

- berührungsloses Messverfahren,
- geringer Applikationsaufwand,
- multidimensionale Messwerterfassung und -auswertung,
- Messlängenunabhängigkeit,
- Auswertung wiederholbar (andere Auswertungsziele),
- Lokalisierung von Verformungsprozessen.

Die Anwendung der Photogrammetrie im bautechnischen Mess- und Versuchswesen basiert i. A. auf der Bildsequenzanalyse einer oder mehrerer Kameras, abhängig davon, ob zwei- oder dreidimensionale Verformungsinformationen gemessen werden sollen. Dabei werden Verformungen durch den Vergleich und die Verfolgung identischer (homologer) Punkte in aufeinanderfolgenden Bildern bestimmt. Um die Verformungen an Oberflächen von Bauteilen oder Bauwerken verfolgen zu können, müssen diese eine gewisse Oberflächenstruktur besitzen, die es erlaubt, charakteristische Punkte

zu detektieren. Prinzipiell existieren die folgenden Möglichkeiten der Oberflächenstrukturierung für die photogrammetrische Untersuchung [Koschitzki u. Maas (2012)]:

- diskret verteilte Messmarken (codiert oder uncodiert),
- künstliche Oberflächentextur (Muster),
- natürliche Oberflächentextur.

Beton- oder Stahloberflächen bedürfen aufgrund ihrer grundsätzlichen Strukturarmut i. d. R. einer zusätzlichen Strukturierung. Die Verwendung von Messmarken zur Verformungsmessung an Massivbauteilen wurde u. a. von [Bernstone u. Heyden (2009)], [Lange (2009)] und für Schubuntersuchungen von [Hegger u. a. (2002)] und [Brückner (2012)] angewandt. Grundsätzlich entsteht durch die Verwendung rasterförmig angebrachter Messmarken eine Begrenzung der zu messenden Informationen und der genauen Lokalisierung der Verformungen, da die Verformung oder die zu messende Dehnung nur verschmiert über die Strecke zwischen zwei benachbarten Messrasterpunkten ermittelt werden kann [Marx u. a. (2011)]. Da jede Messmarke einzeln appliziert werden muss, kann zwar durch eine Erhöhung der Messpunktanzahl eine erhöhte Genauigkeit erreicht werden, doch steigt damit auch der Applikationsaufwand. Eine bessere Möglichkeit der Oberflächenstrukturierung ist die Verwendung eines künstlich aufgetragenen Musters. Dies kann durch zufällige Punktmarkierungen mit Farbstiften oder durch Aufsprühen einer zufälligen Textur, z. B. mit Graphitspray, auf eine vorher geweißte Oberfläche erfolgen. Unabhängig von der gewählten Strukturierungsmethode werden mit Hilfe von Bildmatching-Verfahren homologe Punkte in einer Bildsequenz verfolgt und daraus ein Verschiebungsvektorfeld berechnet [Marx u. a. (2011)], [Marx u. a. (2013)].

4.4.2. Anwendung der Photogrammetrie bei Schubversuchen

Eine erste Anwendung der Photogrammetrie als Messverfahren bei Untersuchungen des Schubtragverhaltens erfolgte durch [Görtz (2004)]. Er verwendete ein 3D-Photogrammetrie-System zur Überwachung der Rissöffnungs- und vor allem der Rissuferverschiebungsprozesse im Schubfeld, um den Anteil der Rissreibungskräfte am Lastabtrag bei gerissenen Stahlbeton- und Spannbetonträgern zu quantifizieren. Für die Strukturierung des Schubfeldes wurden auf einem Messfeld von 27,5 cm x 100 cm uncodierte Messmarken in einem Raster von 2,5 cm auf den Steg der Träger geklebt. Die Punkte wurden durch Ellipsenfinder identifiziert und ihre Koordinaten für die jeweiligen Bildserien bestimmt. Die Aufnahmen wurden nicht kontinuierlich, sondern nur zu bestimmten Laststufen durchgeführt. Dabei wurde zu jedem Messzeitpunkt eine Serie von neun Bildern aufgenommen und ausgewertet. Abbildung 4.6 zeigt das mit Hilfe der photogrammetrischen Auswertung bestimmte Verschiebungsbild und das Rissbild des Trägers kurz vor dem Erreichen der Bruchlast. Aus den gemessenen Messpunktverschiebungen bestimmte [Görtz (2004)] zunächst Rissöffnung und Rissneigung und berechnete anschließend aus der gemessenen Rissneigung die Anteile der Rissbreite und der Rissuferverschiebung.

Auch [Brückner (2012)] verwendete geklebte Messmarken zur photogrammetrischen Überwachung der Verformungen im Schubfeld von textilbetonverstärkten Stahlbeton-Plattenbalken unter Schubbeanspruchung. Sie verwendete 40 mm x 40 mm große codierte Messmarken für die dreidimensionale photogrammetrische Aufnahme mit zwei Kameras von AICON. Ziel der Messung war es, herauszufinden, welchen Einfluss die auf den Steg aufgetragene Verstärkungsschicht aus textilbewehrtem Beton auf den Hauptdehnungszustand im Steg hat. Aus den gemessenen Verschiebungen der Marken berechnete Brückner den Hauptdehnungszustand und konnte so die Neigung der Hauptdehnungen bzw. damit auch der Druckstreben im Schubfeld bestimmen (siehe Abbildung 4.7). Durch die flächige Messung der Stegverformungen konnte [Brückner (2012)] nachweisen, dass die Textilbetonverstärkung zu einer deutlichen Erhöhung der Dehnsteifigkeit des Steges führte und sich

4. Messen bei Querkraftversuchen

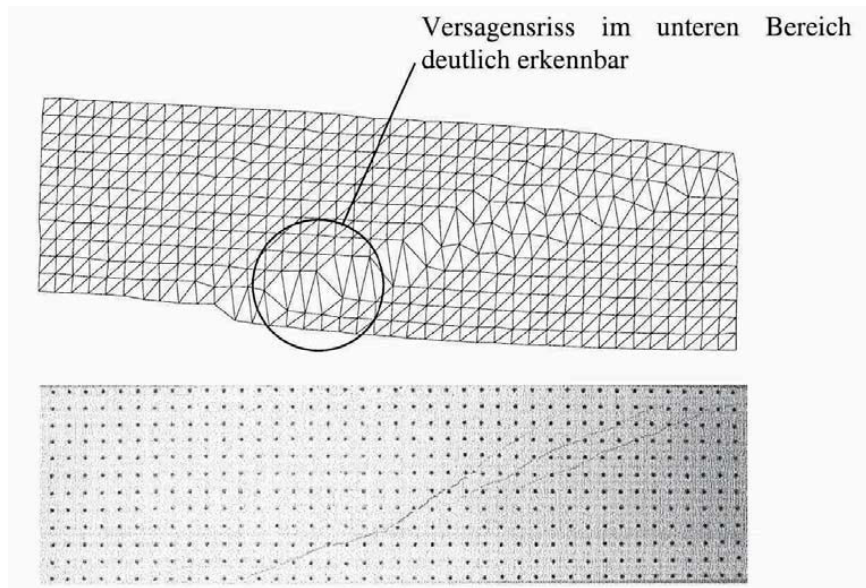


Abb. 4.6.: Ergebnisse der photogrammetrischen Messung und Rissbild aus [Görtz (2004)]

wesentlich flachere Neigungen der Druckstreben einstellen, als in den unverstärkten Referenzbalken. Auch bewirkte die Verstärkung eine Verzögerung der Schubrissbildung und führte zu einer Tragfähigkeitssteigerung.

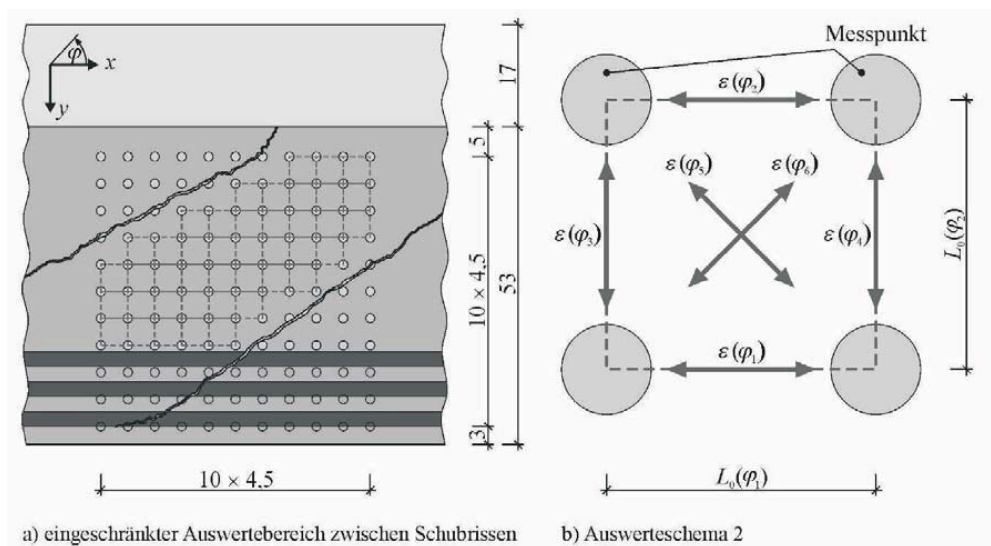


Abb. 4.7.: Auswertung der Photogrammetrie zur Bestimmung der Hauptdehnungszustände im Steg [Brückner (2012)]

Über eine weitere Anwendung der Photogrammetrie zur Überwachung der Verformungen im Schubfeld berichten [Yang u. a. (2011)]. Bei Untersuchungen zur Klärung des Einflusses der Momenten-Querkraft-Interaktion, der Größe der Lasteinleitungsplatten und der Anzahl der Belastungspunkte auf die Schubtragfähigkeit von Balken ohne Bügelbewehrung verwendeten [Yang u. a. (2011)] ein 2D-Photogrammetrie-System. Wie in Abbildung 4.8 zu erkennen ist, wurde auch hier ein festes Raster roter Messpunkte für die Bildererkennung verwendet. Die Aufnahmen erfolgten nach [Yang u. a. (2011)] zu bestimmten Laststufen und somit nicht kontinuierlich während des Versuches. Für die Auswertung der Punktverschiebungen wurde Matlab verwendet und aus den Verschiebungen die Dehnungszustände sowie die Rissentwicklung bestimmt.

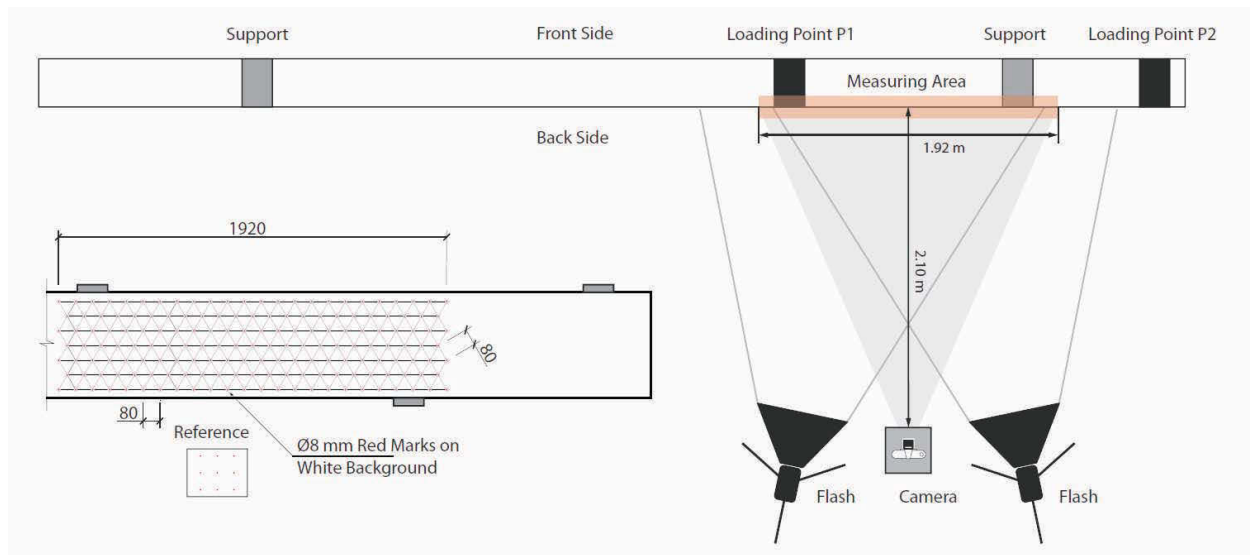


Abb. 4.8.: Darstellung des von [Yang u. a. (2011)] verwendeten Aufbaus für die Photogrammetrie

4.4.3. Grundlagen des an der TU Dresden entwickelten Photogrammetrie-Systems

Der in diesem Forschungsvorhaben gewählte Ansatz zur Rissdetektion und onlinefähigen Visualisierung wurde bereits in [Marx u. a. (2011)] durch Koschitzki und Maas und in [Marx u. a. (2013)] durch Liebold und Maas mit den jeweiligen Ständen im Projektfortschritt beschrieben. Hier sollen nur die grundlegenden Ansätze und die gewählten Auswertungsmöglichkeiten erläutert und dargestellt werden, um die Auswertung der durchgeführten Versuche (siehe Abschnitt 6) nachvollziehbar zu machen.

Für die Anwendung der Photogrammetrie in Belastungsversuchen zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit in-situ ergeben sich einige andere bzw. zusätzliche Anforderungen an die Messtechnik:

- frühe Detektion beginnender Rissbildungsprozesse – hohe Auflösung,
- große zu überwachende Bereiche,
- Echtzeitfähigkeit,
- baustellenrobustes Messsystem,
- einfache Applikation und Anwendung.

Die Zielstellung der Untersuchung des Schubtragverhaltens und der damit verbundenen Reduktion der zu messenden Verformung auf ein zweidimensionales Problem ermöglichten von Anfang an die Verwendung einer einzigen Kamera. Um die Veränderung der Bildkoordinaten ohne Berücksichtigung der räumlichen Verschiebung richtig zu ermitteln, muss die Kamera orthogonal und bewegungsinvariant zur zu untersuchenden Oberfläche ausgerichtet sein. Durch die Festlegung eines Null-Bildes, das den quasi-spannungsfreien Versuchskörper darstellt, brauchen nur die relativen Verschiebungen der Bildkoordinaten bestimmt werden und so werden systematische Fehler kompensiert [Marx u. a. (2011)].

Um die Aufgabenstellung der Lokalisierung von Dehnungsmaxima möglichst uneingeschränkt zu erfüllen, wurde auf die Anwendung von rasterförmig angeordneten Messmarken verzichtet und eine künstliche Textur mit Hilfe von Graphitspray gewählt. Das verwendete Graphitspray erzeugt bei geübter Anwendung ein zufälliges Muster von schwarzen Punkten. Um den Kontrast für die spätere Bildauswertung zu erhöhen, wurden die zu überwachenden Betonoberflächen vor Aufbringen des Sprühmusters gekalkt (siehe Abbildung 4.9).

Die Größe der messbaren Verformungen des zu überwachenden Bereiches ist abhängig von der Entfernung der Kamera zum Objekt und der Größe des Sensors der Kamera. Entsprechend der messbaren Auflösung sollte auch die Wahl der Oberflächenstrukturierung erfolgen. So kann es für größere zu überwachende Flächen nötig werden, zusätzlich zu dem Sprühmuster Farbpunkte zufällig auf der Oberfläche zu markieren und so die Punktfindung des Interestoperators und die Bildverfolgung durch das Least-Squares-Matching zu verbessern. Diese Sprühmisteroberfläche kann in ein regelmäßig angeordnetes Gitternetz oder in durch Interestoperatoren ausgesuchte Punkte aufgeteilt werden und mit Hilfe der Delaunay-Triangulation werden diese Punkte zu einem Dreiecksnetz vermascht (siehe Abbildung 4.10). Die gefundenen Bildpunkte werden innerhalb einer Bildserie durch die Bildauswertemethode des Least-Squares-Matching subpixelgenau verfolgt und die Verschiebungen bestimmt. Mit dem Least-Squares-Matching sind für die Bestimmung der Koordinatenverschiebungen Genauigkeiten bis zu 1/100 Pixel möglich [Marx u. a. (2013)].

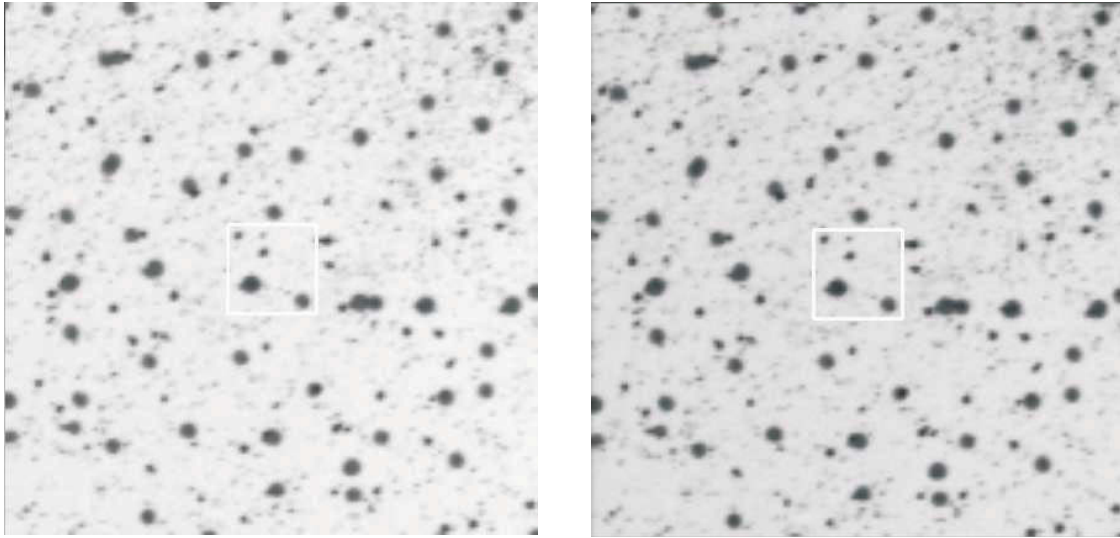


Abb. 4.9.: Referenzbild (links) und Suchbild (rechts), jeweils mit weiß umrandetem Bildausschnitt für die Berechnung [Marx u. a. (2013)]

Die berechneten Verschiebungen der Knotenpunkte der Dreiecke können zur Bestimmung der Dehnung des jeweiligen Dreiecks verwendet werden und ermöglichen, abhängig von der Dreiecksgröße, eine sehr genaue Dehnungslokalisierung. Für die Bestimmung der Dreiecksdehnungen existieren prinzipiell zwei unterschiedliche Möglichkeiten, die für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen zur Verfügung standen: die Flächendehnung und die Hauptdehnung. In den in Abschnitt 6 vorgestellten Versuchen wurde ausschließlich die Auswertung der Hauptdehnung durchgeführt.

1. Flächendehnung

Die Idee der Verwendung der Flächendehnung als Maß zur Detektion lokal erhöht beanspruchter Bereiche wurde aus der mechanischen Beschreibung der Volumenänderung (Volumendehnung) abgeleitet. Für den zweidimensionalen Fall reduziert sich dieses Produkt aus den Längenänderungen in x, y und z-Richtung auf die x und y-Richtung. Für ein infinitesimales Flächenelement im unverformten und verformten Zustand (siehe Abbildung 4.11 links) ergibt sich die Flächendehnung zu:

$$\varepsilon_A = \frac{A_1 - A_0}{A_0} = \frac{\Delta A}{A_0} = \frac{(1 + \varepsilon_x) \cdot dx \cdot (1 + \varepsilon_y) \cdot dy - dx \cdot dy}{dx \cdot dy} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_x \cdot \varepsilon_y \quad (4.1)$$

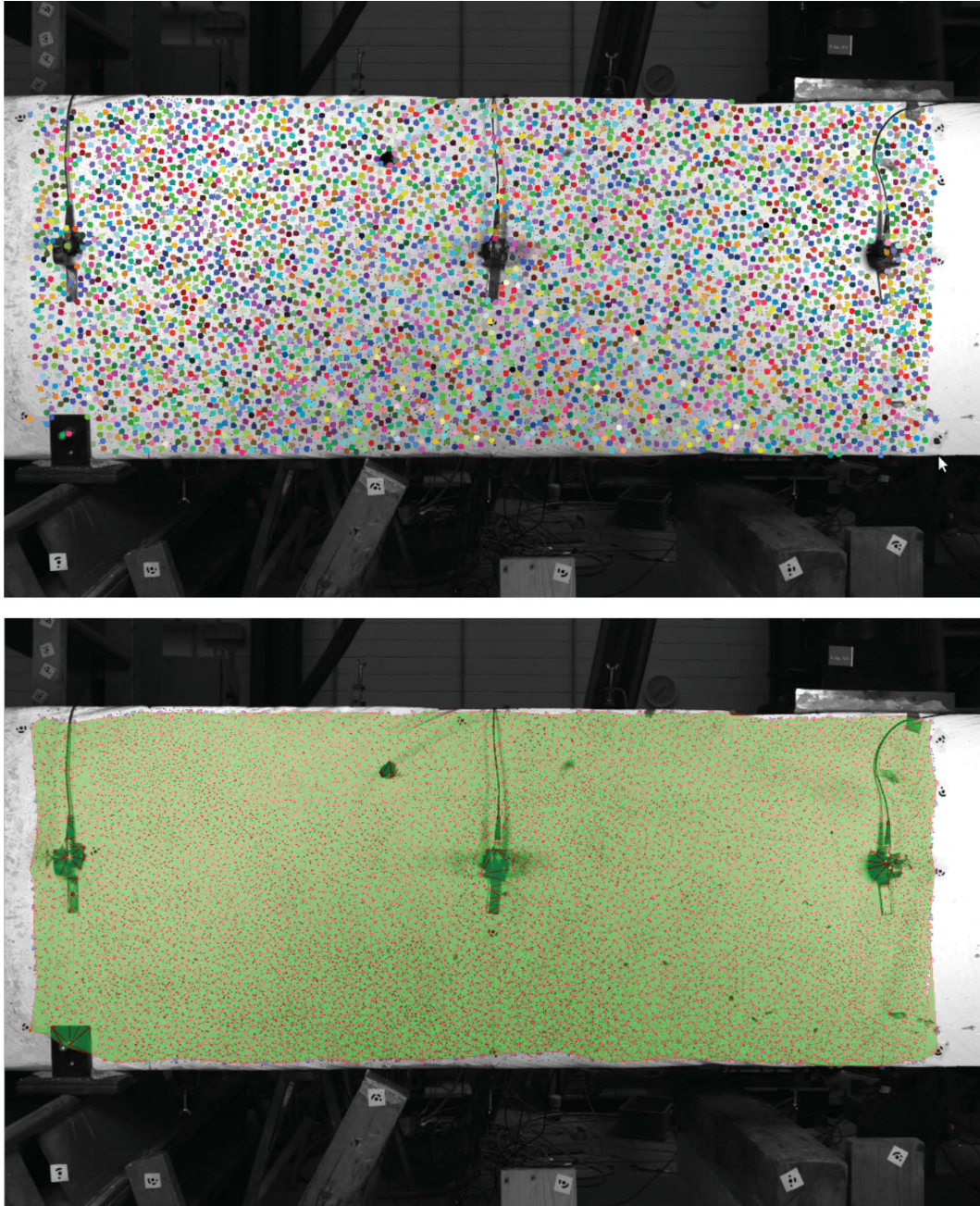


Abb. 4.10.: Messbild mit eingezeichneten Punkten, die mit dem Interestoperator bestimmt wurden und zugehöriges mit Delaunay-Verfahren trianguliertes Dreiecksnetz [Marx u. a. (2013)]

2. Hauptdehnung

Die Hauptdehnung der Dreieckselemente wird für jedes Bild aus den Koordinaten des Momentan- und Ausgangszustandes bestimmt. Die zwischen den jeweils zwei Bildern stattfindende Deformation kann mit Hilfe des Deformationsgradienten \mathbf{F} vollständig beschrieben werden. Der Deformationsgradient \mathbf{F} ist die Abbildung eines Vektors aus der Ausgangskonfiguration auf den zugehörigen Vektor in der momentanen Konfiguration (siehe Abbildung 4.11 rechts) [Richter (2012)].

$$d\mathbf{x} = \mathbf{F} \cdot d\mathbf{X} \quad (4.2)$$

4. Messen bei Querkraftversuchen

Der Deformationsgradient kann anschließend durch eine polare Zerlegung in einen Streckungsanteil (\mathbf{U} bzw. \mathbf{V}) und einen Rotationsanteil (\mathbf{R}) aufgeteilt werden. Abhängig von der Reihenfolge der Ausführung beider Verformungsanteile, die das Ergebnis nicht beeinflusst, ergibt sich:

$$\mathbf{F} = \mathbf{R} \cdot \mathbf{U} = \mathbf{V} \cdot \mathbf{R} \quad (4.3)$$

mit \mathbf{V} Links-Strecktensor,
 \mathbf{U} Rechts-Strecktensor,
 \mathbf{R} Orthogonaler Rotationstensor.

Die beiden Streckungstensoren sind einander ähnlich und deshalb können für die Bestimmung der Hauptverzerrungen beide verwendet werden. Die Hauptverzerrungen entsprechen den Eigenwerten der die Streckung beschreibenden Tensoren und die zugehörigen Eigenvektoren stellen die Richtungen der Hauptverzerrungen (Hauptdehnungen) dar. Damit können die Hauptdehnungen über die Lösung des Eigenwertproblems des Streckungstensors bestimmt werden:

$$\varepsilon_{I,II} = \lambda_{I,II}(\mathbf{U}) \quad (4.4)$$

Die Dreiecke werden entsprechend der ermittelten Hauptdehnung durch eine Interpolation zwischen grün=1,000 und rot=Maximalwert eingefärbt. Die Festlegung des Maximalwertes erfolgt über die Eingabe bei der Versuchsauswertung manuell. Als geeignet haben sich Grenzen von 1,003 (für die Industriekamera GX 3300) bis 1,005 (für NIKON D300 und D700) erwiesen.

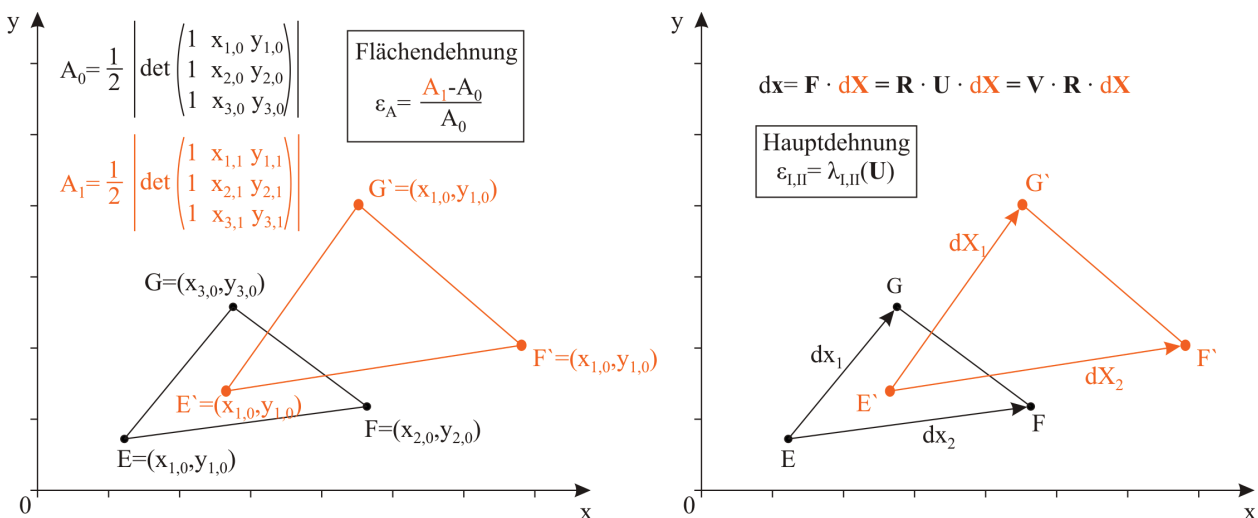


Abb. 4.11.: Darstellung der Prinzipien der verwendeten Dehnungsmaße

4.5. Schallemissionsanalyse

4.5.1. Grundlagen der Schallemissionsanalyse im Beton- und Stahlbetonbau

Allgemeines

Werden Materialien durch äußere Einwirkungen beansprucht, führen diese zu mehr oder weniger starken Schädigungen in der Struktur. Die Schädigung von Festkörpern ist verbunden mit der Dissipation von Energie und findet in Form von elastischen und plastischen Verformungen, bei

Zugbeanspruchung von Beton infolge Rissbildung, statt. Die spontane Freisetzung von elastisch gespeicherter Energie kann in Form der dabei emittierten elastischen Wellen (Schallwellen) wahrgenommen werden. Diese Schallwellen sind transiente (vorübergehende) Signale, die sich im Material ausbreiten und an der Körperoberfläche mit Hilfe von Sensoren gemessen werden können. Die Analyse dieser gemessenen Schallwellen (Schallemissionsanalyse, SEA) kann dazu verwendet werden, auf die Ursache der Emission und damit der Schädigung rückzuschließen. Es werden zwei prinzipielle Analyseverfahren unterschieden, die parameterbasierte und die signalbasierte Schallemissionsanalyse. Ein großer Vorteil der SEA ist ihr zerstörungsfreier Prüfcharakter, der eine Überwachung des Prüfkörpers während der gesamten Belastungsdauer ermöglicht, ohne dass dabei der Belastungs- bzw. Verformungsprozess gestört wird.

Schallemissionsursachen in Beton und Stahlbeton

Die Entstehung und Ausbreitung von Schallwellen hängt hauptsächlich von den Eigenschaften des untersuchten Materials ab. Für die in dieser Arbeit relevanten Untersuchungen des Schubtragverhaltens von Stahlbetonbauteilen ist die Qualität der Schallemission also vor allem durch das bruchmechanische Verhalten des quasi-spröden Baustoffes Beton geprägt (siehe Abschnitt 5.2). Das Bewehren von Betonbauteilen mit Stahl führt aufgrund des Verbundes beider Werkstoffe zu weiteren SE-aktiven Prozessen. Prinzipiell können bei Beton- und Stahlbetonbauteilen 4 Grundmechanismen für die Entstehung von Schallemissionen unterschieden werden [Slowik (1990)]:

- Mikrorissbildung (Ausbildung einer Rissprozesszone an der Risspitze),
- Risswachstum,
- Reibungsvorgänge an den Rissufern,
- Verbundlösung zwischen Bewehrungsstahl und Beton.

Die Größe der freigesetzten Energie und die Amplitude der Welle sind Anzeichen für die Größe und Geschwindigkeit eines SE-Quellprozesses. Die Amplitude der Schallemission ist proportional zur Geschwindigkeit des Rissfortschrittes und der Größe der geschaffenen Rissoberfläche. Makrorissbildungsprozesse verursachen wesentliche stärkere SE-Signale als die Mikrorissbildung oder das langsame (stabile) Risswachstum. Tabelle 4.3 wurde [Kapphahn (1995)] entnommen und stellt alle relevanten SE-aktiven Prozesse in Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen zusammen.

Für die Untersuchung von Schallemissionen an Betonbauteilen ist stets die Heterogenität des Baustoffes zu beachten. Diese führt zu einer starken Dämpfung der SE-Signale bei der Ausbreitung der elastischen Wellen. Damit ist besonders die Entfernung des Sensors vom Bereich der SE-Quelle zu beachten, denn je größer die Entfernung, desto stärker wird das ankommende Signal gedämpft. Eine Ablenkung und Reflektion der Wellen im Bauteilinneren und an den Oberflächen (auch Rissflächen) sind unvermeidbar.

Technische Grundlagen

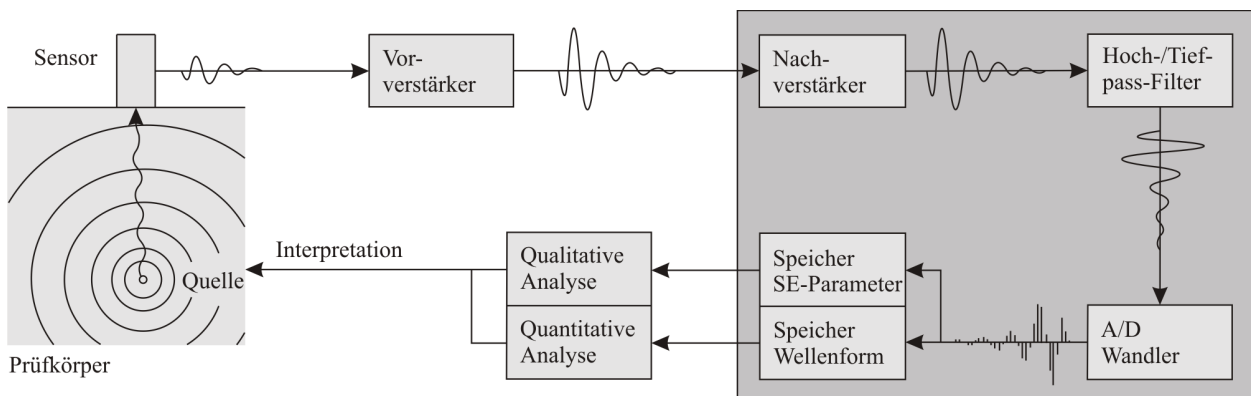
Die im Inneren eines Materials freigesetzte Energie in Form von elastischen Wellen wird an der Bauteiloberfläche durch piezoelektrische Sensoren aufgenommen und in elektrische Signale umgewandelt. Die piezoelektrischen Sensoren liefern eine elektrische Spannung, die proportional zu dem am Sensor anliegenden Schalldruck der SE-Welle ist. Die weitere Verarbeitung der aufgezeichneten SE-Signale bis zur Analyse bzw. Interpretation ist in Abbildung 4.12 dargestellt.

Die Kopplung der Sensoren an den Prüfkörper erfolgt über ein Koppelmittel, z. B. Silikonfett. Die Oberfläche des Prüfkörpers muss sauber und evtl. geglättet sein, um eine gute SE-Detektion am Sensor zu gewährleisten. Die Sensoren werden zur Lagesicherung über spezielle Halterungen (Metallbügel) am Prüfkörper angebracht. Bei der Auswahl der SE-Sensoren ist darauf zu achten, dass

Tab. 4.3.: SE-aktive Prozesse bei Beton- und Stahlbetonbauteilen [Kapphahn (1995)]

Strukturveränderung	SE-aktiver Prozess
Übergang Zustand II	Biegerissbildung
Schubbruch	Ankündigung durch sich verdichtende Mikrorisse und starke Rissflankenreibung
unzulässige Rissbreiten und kleine Rissabstände	Rissbildung, Rissverlängerung, ggf. Rissflankenreibung
Verbundversagen aufbetonierter Schichten bei schlechtem Verbund	Reibung von Grenzflächen, Mikrorissbildung, Gefügezerstörung
kein Verbund zwischen Alt- und Neubeton	keine SE-Quellen bzw. Reibung durch Zusammendrücken
Betonverformungen mit bleibenden Verformungsanteilen	Konzentration von Rissbildungen
Stahldehnung bei Erreichen der Streckgrenze des Stahls	SE aus dem Stahl wird überlagert durch gleichzeitige Rissbildungen im umliegenden Beton; der eigentliche Prozess ist dadurch nicht nachweisbar
Auflagerverschiebungen, Verdrehungen	Reibung Beton/Beton bzw. Beton/Stahl ggf. mit Kornzerstörung; flächige Quellenausdehnung
Aufsetzen, Reibung von tragenden Teilen auf Stützwänden	Reibung und ggf. Zerstörung von Mörtelschichten, flächige Quellen
Verbundstörung zwischen Bewehrungsstahl und Beton	räumlich ausgedehnte Quellen im Beton um den Stahl mit großer Bruchzone und großer Energiefreisetzung

die gewählten Sensoren die zu erwartenden Frequenzbereiche übertragen können. Nach [Kapphahn (1995)] sind bei der SE-Messung an Betonbauwerken Frequenzen zwischen 10 und 100 kHz zu erwarten. Verwendet werden i. d. R. Sensoren mit Resonanzfrequenzen von 60 kHz bzw. 150 kHz. Durch die relativ starke Signaldämpfung im Beton sollten 60 kHz Sensoren maximal in 200 cm Abständen angeordnet werden, für 150 kHz Sensoren sollte der Abstand maximal 50 cm betragen [Wierzbicki u. a. (2009)], [Lovejoy (2008a)]. Für die Prüfung der richtigen Ankopplung der Sensoren an den Prüfkörper und zur Kalibrierung wird vor Versuchsbeginn ein Bleistiftminentest durchgeführt [DGZfP-Fachausschuss (2008)].


Abb. 4.12.: Aufbau der Messkette für die SEA, nach [Köppel (2002)]

Parameterbasierte SEA

Die Grundidee der parameterbasierten Schallemissionsanalyse ist, dass einzelne, die Schallwelle beschreibende, Parameter identifiziert und gespeichert werden. Der Vorteil dieser Analysemethode ist die schnelle Datenverarbeitung, weil nicht die gesamte Wellenform, sondern nur bestimmte Wellencharakteristika abgespeichert werden. Dies ermöglicht die Auswertung der Schallemissionen (SE) online während des Versuches und damit die Echtzeitbeurteilung des Tragzustandes. Die Aufzeichnung der Parameter über die Zeit erlaubt einen Vergleich der Entwicklung der SE-Parameter während einer Beanspruchung mit mechanischen Größen, wie Belastung oder Verformung. So können globale Veränderungen im Tragverhalten mit Änderungen der SE-Aktivität verglichen und qualitativ bewertet werden. Daraus ergibt sich auch der Charakter der parameterbasierten SEA als begleitendes Messverfahren [Kapphahn (1990)]. Während der Untersuchung können die in Tabelle 4.4 aufgeführten Parameter der SE-Welle aufgezeichnet werden (siehe auch Abbildung 4.13).

Tab. 4.4.: Übersicht über aufzuzeichnenden SE-Parameter [SAMOS (2005)]

Parameter	Beschreibung
Count	Die Anzahl der Counts beschreibt die Menge der Signalamplituden, die den Schwellwert innerhalb der Signaldauer überschreiten.
Ankunftszeit (Arival Time)	Die Ankunftszeit beschreibt den Zeitpunkt, zu dem das aufgenommene SE-Signal zum ersten Mal den Schwellwert erreicht bzw. überschreitet.
Signaldauer (Duration)	Die Signaldauer beschreibt die Zeit zwischen der ersten und der letzten Schwellwertüberschreitung. Ein Signal gilt als abgeklungen bzw. beendet, wenn innerhalb einer vorgegebenen Zeitspanne (duration discrimination time) keine Schwellwertüberschreitung mehr stattfindet. Innerhalb der Signaldauer kann eine Schwellwertunterschreitung stattfinden, wenn diese innerhalb dieser definierten Zeitspanne liegt.
Maximalamplitude (Max Amplitude)	Die Maximalamplitude stellt den betragsmäßig größten absoluten gemessenen Amplitudenwert des Signals dar.
Anstiegszeit (Rise Time)	Die Anstiegszeit ist die Zeit zwischen der ersten Schwellwertüberschreitung und dem Erreichen der Maximalamplitude des Signals.
Energie (Energy Counts)	Die in einem Signal emittierte Energie kann aus der Fläche unter der Hüllkurve (Envelope) des Signals bestimmt werden. Eine weitere Möglichkeit der Bestimmung der Energie eines Signals ist die Quadratur des Spannungssignals.
Mittlere Frequenz (Average Frequency)	Die mittlere Frequenz beschreibt die gemittelte Frequenz des aufgezeichneten Signals und wird aus der Anzahl der Counts innerhalb der Signaldauer bestimmt.
Anfangsfrequenz (Initial Frequency)	Die Frequenz zu Beginn eines aufgezeichneten Signals wird bestimmt, indem die Anzahl der Counts to Peak durch die Rise Time dividiert wird.
Nachhall-Frequenz (Reverberation Frequency)	Ergibt sich aus (Counts - Counts to Peak) geteilt durch (Signaldauer - Rise Time) und beschreibt die Stärke des abklingenden Signals.
Signalgeschwindigkeit / Burstfaktor	Der Burstfaktor beschreibt das Verhältnis zwischen der Anstiegszeit und der Maximalamplitude (Rise Time/Max Amplitude). Dieses Verhältnis ist der Kotangens des Winkels einer Geraden von Signalbeginn bis zur Maximalamplitude und charakterisiert damit die Welle hinsichtlich der Dauer bis zum Erreichen des Maximalausschlages.

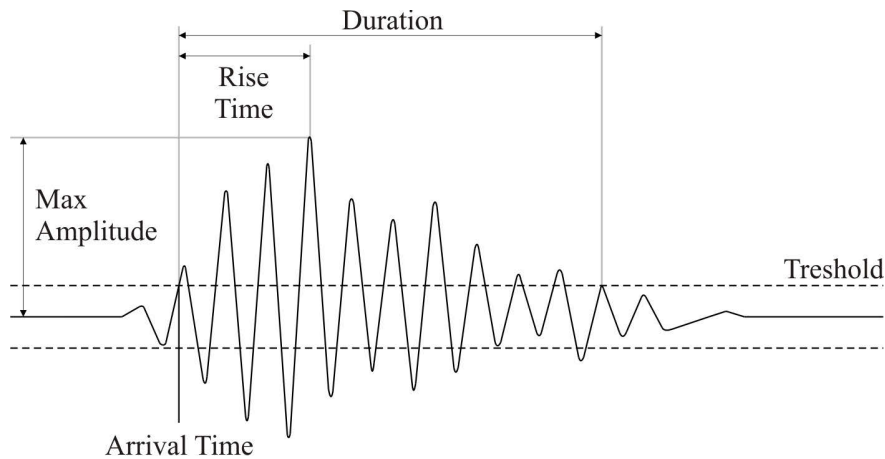


Abb. 4.13.: Darstellung der gebräuchlichsten SE-Parameter einer SE-Welle, nach [Kapphahn (1995)]

Signalbasierte SEA

Ein anderes Analyseverfahren für SE-Signale ist die signalbasierte Schallemissionsanalyse, bei der nicht nur einzelne Wellenparameter, sondern die gesamte Wellenform auf Basis einer dreidimensionalen Lokalisierung der SE-Quelle gespeichert wird. Aus der Wellenform soll ein verstärkter Einblick in die Bruchprozesse gewonnen und die Ergebnisse mit bruchmechanischen Konzepten interpretiert werden. Ein großer Vorteil der Aufzeichnung vollständiger Wellenformen liegt darin, dass diese auch nachträglich und beliebig oft ausgewertet werden können. Ein Nachteil ist hingegen, dass die signalbasierte Auswertung der SE nur im Nachhinein möglich, also das Verfahren nicht online-fähig ist, weshalb in dieser Arbeit die parameterbasierte Auswertung verwendet wird.

Möglichkeiten der signalbasierten Schallemissionsanalyse sind zum Beispiel die Momenten-Tensor-Inversion oder die Wellenformanalyse. Bei der Momenten-Tensor-Inversion werden SE-Quellen lokalisiert und die Arten des Risses (Zug-, Schub- oder Mixed-Mode Riss) identifiziert und bruchmechanisch interpretiert [Ohtsu u. Watanabe (2001)], [Finck (2005)]. Bei der Wellenformanalyse werden die SE-Signalformen charakterisiert und durch einen Vergleich dieser auf die Ursachen der Schallemission zurückgeschlossen [Köppel (2002)], [Ohtsu (1996)], [Grosse u. Ohtsu (2008)].

Lokalisierung

Eine wichtige Aufgabe der Schallemissionsanalyse ist neben der Aufzeichnung von Signalinformationen die Lokalisierung des Entstehungsortes der Schallemission. Zusammen mit den Informationen der Wellencharakteristika ermöglicht die Lokalisierung der SE-Quellen eine verbesserte Bewertung des Tragzustandes. Für die Schallemissionsanalyse von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen bedeutet dies z.B. die Zuordnung bestimmter SE-Aktivitäten zu Versagensursachen und -formen. Prinzipiell können zwei Lokalisierungsmöglichkeiten unterschieden werden: das Prinzip der zonalen Ortung und das der Bestimmung von Laufzeitdifferenzen. Das einfachste Prinzip der Ortung ist die zonale Ortung, bei der keine exakten Quellkoordinaten bestimmt werden. Dabei wird das Signal einer bestimmten Zone um den Sensor herum zugeordnet, von dem es als erstes detektiert wurde. Dieses Verfahren liefert keine exakte Ortung der SE-Quelle, wird aber aufgrund der einfachen und schnellen Anwendung für experimentelle Tragsicherheitsuntersuchungen verwendet. Eine andere Möglichkeit der Bestimmung des Ortes einer SE-Quelle liegt in der Bestimmung der Ankunftszeiten ein und des selben Signals an den unterschiedlichen Sensoren. Wenn die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit und die Positionen der Sensoren bekannt sind, kann aus der Differenz der Ankunftszeiten des SE-Signals an den verschiedenen Sensoren auf die Position der Emission zurückgerechnet werden. Dabei ist eine Mindestanzahl von Sensoren nötig: für lineare Ortung 2 Sensoren,

Tab. 4.5.: Prinzipien und Methoden für die parameterbasierte Auswertung von SE-Signalen

Signalcharakteristika	Intensitätsanalyse	Amplituden-Verteilungs-Analyse
Signalstärke, Korrelationsdiagramme, Signalratenentwicklung, Kaiser-Effekt (Felictiy)	Load-Ratio, Calm-Ratio, Load-Calm-Ratio, Historic-Severity-Analyse, Relaxation-Ratio, RTRI-Ratio, First Polarity Methode, Damage Parameter, Z-Value	b-Wert-Analyse, Ib-Wert-Analyse

für flächige Ortung 3 Sensoren, für räumliche Ortung 4 Sensoren. Die Ankunftszeiten werden entweder über die Schwellwertüberschreitung oder aber den Zeitpunkt der Maximalamplitude definiert. Eine Übersicht über die zur Verfügung stehenden Verfahren zur Lokalisierung von SE-Quellen kann [Köppel (2002)], [Schechinger (2005)] und [Kurz (2006)] entnommen werden.

4.5.2. Beurteilungskriterien der parameterbasierten SEA

Für die parameterbasierte Schallemissionsanalyse bei Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen existieren verschiedene Verfahren für die Bewertung der Einzelsignale, von Verhältniswerten der Parameter oder ihrer Entwicklung über externe Parameter, wie Zeit, Kraft oder Verformung. Tabelle 4.5 gibt einen Überblick über die in der Literatur recherchierten Möglichkeiten und Verfahren zur parameterbasierten SE-Analyse. Für die Bewertung der SE-Ergebnisse im Rahmen einer experimentellen Untersuchung der Tragfähigkeit werden besonders einfache und zuverlässige Kriterien benötigt, die eine eindeutige Zuordnung von Schädigungsprozessen zu bestimmten Tragwerksbereichen und bekannten externen Parametern ermöglichen. In diesem Abschnitt sollen nur die für Online-Bewertungen anwendbaren Kriterien und Phänomene bzw. Effekte vorgestellt werden. Weitere Kriterien, die von anderen Forschern entwickelt worden sind, werden in Anhang A kurz vorgestellt.

Signalcharakteristika

Die einfachste Bewertungsmöglichkeit von Schallemissionen ist die Bewertung der aufgezeichneten Parameter selbst. Allerdings sind die aufgezeichneten Parameter von vielen individuellen Messumständen abhängig, so dass eine allgemeingültige Beurteilung anhand von absoluten Grenzwerten nur sehr eingeschränkt möglich ist. Die Dämpfung und Reflexion der Schallwellen sind für jede Messaufgabe anders und damit sind die Signalparameter keine absoluten, sondern stets nur relative Messgrößen. Anhand solch relativer Unterschiede der SE-Parameter können verschiedene SE-Quellursachen unterschieden werden und für das Trag- und Bruchverhalten von Betonbauteilen lassen sich so auch verschiedene Rissbildungs- und Versagensursachen unterscheiden.

[Golaski (2004)] gibt zum Beispiel die Größe der Signalamplitude als Beurteilungskriterium an. So ist die Biegerissbildung eher durch größere Amplituden, die Schubrissentwicklung dagegen durch kleinere Amplituden gekennzeichnet. Nach [Kapphahn (1995)] sind Riss- und Bruchvorgänge im Auflagerbereich (Schub- bzw. Verankerungsversagen) durch sehr hohe Raten von Energy-Counts und Hits mit Einzelereignissen >90 dB und >10000 Energy-Counts charakterisiert. In Schubversuchen im Labor konnte die Last nach der Detektion solcher Signale noch um 30 % bis zum Bruch

gesteigert werden [Jüppner (1995)]. Ebenfalls ein Anzeichen für ein Schub- bzw. Verankerungsver-sagen ist die Verlagerung der Riss- und damit SE-Aktivität aus den Biegebereichen in die Schub-bereiche hinein. Für Spannbetonbauteile sind nach [Kapphahn (1995)] Signale mit Amplituden >90 dB ein deutliches Anzeichen für eine Verdichtung der Rissprozesszone und eine beginnende Rissentwicklung, womit auch eine eindeutige Definition der Rissbildungslast möglich ist.

Nach [Ohtsu u. a. (2002)] sind besonders SE-Signale mit hohen Amplituden oder großen Energy-Werten Anzeichen für stärkere Schädigungen und kritische Prozesse im Bauteil. [Yuyama u. a. (1995b)] unterscheidet drei verschiedene Bruchstadien, die bei Stahlbetonbalken zu unterschiedli-chen SE-Signalen führen (siehe Abbildung 4.14). Danach ist der Übergang von eher geringen Am-plituden bei der Mikrorissbildung zu hohen Amplituden bei Makrorissausbildung charakteristisch. Auch Verbundstörungen oder Verschiebungen zwischen Betonschichten erzeugen charakteristische SE-Signale. In Abbildung 4.14 ist zusätzlich auch der CBI-Ratio (siehe Anhang A) als ein Maß für die SE-Aktivität in den Be- und Entlastungsphasen angegeben.

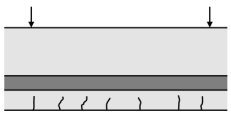
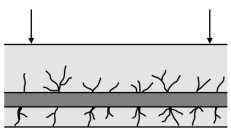
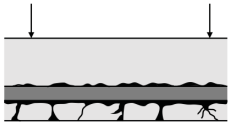
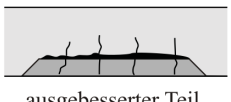
Bruch- oder Versagensstadien		Schädigungslevel Rissbreite (w)	Amplitude (dB)	CBI Ratio	SE-Aktivität bei Entlastung
I	 Frühe Mikrorisse Hauptzugrisse	gering: $w < 0,12-0,20$ mm	40 - 60	$> 1,0$	gering
			80 - 100		
II	 Innere Rissbildung (Sekundäre Zugrisse oder Schubrisse)	mittel: $w > 0,12-0,20$ mm	40 - 80	0,8 - 0,9	mittel
III	 Verschiebungen zwischen Bewehrung und Beton	hoch: $w > 0,50$ mm	40 - 60	$< 0,8$	hoch
	oder  Verschiebungen zwischen ausgebessertem Beton und Altbeton				

Abb. 4.14.: Beurteilung der Schädigungsprozesse anhand von SE-Parametern, nach [Yuyama u. a. (1999)]

Korrelationsdiagramme

Eine weitere Beurteilungsmöglichkeit für SE-Parameter ergibt sich aus der Darstellung von Korrela-tionsdiagrammen, d. h. der verknüpften Darstellung von verschiedenen aufgezeichneten Parametern. Unterschiedliche SE-Quellmechanismen erzeugen unterschiedliche charakteristische SE-Parameter, die gerade in der korrelierten Darstellung eine Unterscheidung ermöglichen. [Kapphahn (2007)] verwendet zum Beispiel die Korrelationsdarstellung der folgenden Parameter, um eine Zuordnung bestimmter SE-Signale zu verschiedenen SE-Ursachen durchzuführen:

- Energy – Counts,
- Amplitude – Energy,
- Amplitude – Counts,
- Energy – Signaldauer.

Aus der Größe der Amplitude und deren Verknüpfung z. B. mit der Anzahl der Counts oder der emittierten Energie als Merkmale der Intensität bzw. Stärke des SE-Quellmechanismus, kann auf die ursächlichen Rissprozesse geschlossen werden. So gibt z. B. [Golaski (2004)] an, dass sich Mikrorissbildung durch eine große Anzahl von SE-Counts mit kleinen Amplituden, Makrorissbildung hingegen durch wenige SE-Ereignisse mit großer Amplitude erkennen lässt. Diese Charakterisierung wird auch von [Muralidhara u. a. (2010)] und [Kurz (2006)] bestätigt.

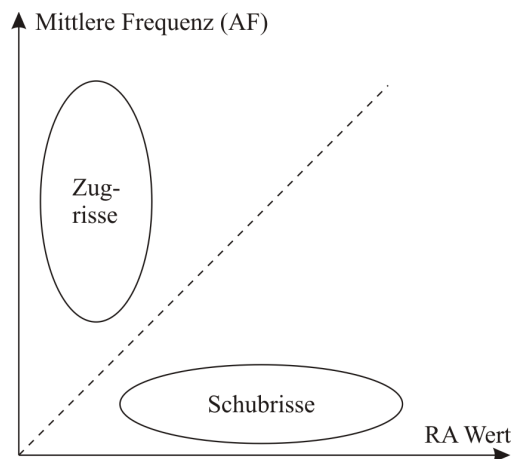


Abb. 4.15.: Bewertung der Rissbildungsmechanismen, nach [Ohno u. Ohtsu (2010)]

Die Verwendung einer anderen Korrelation von SE-Parametern zur Beurteilung von Rissbildungsprozessen wird z. B. von [Ohtsu u. a. (2002)], [Ohno u. Ohtsu (2010)] und [Aggelis u. a. (2010)] vorgeschlagen. Sie verwenden das auch von der japanischen Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung [NDIS 2421 (2000)] angegebene Kriterium zur Unterscheidung zwischen Biege- und Schubrisse anhand von vier Parametern (Counts, Duration, Rise Time und Maximalamplitude). Wie in Tabelle 4.4 dargestellt, werden aus diesen Parametern neue Kennwerte, die mittlere Frequenz (Average Frequency, AF) und der Burstfaktor (RA), abgeleitet, diese entsprechend Abbildung 4.15 beurteilt und für die Klassifikation von Rissbildungsprozessen verwendet. [Ohno u. Ohtsu (2010)] empfehlen für die Bestimmung der abgeleiteten Parameter AF und RA die Verwendung eines beweglichen Mittelwertes von 50 Hits.

Signalratenentwicklung

Wie bereits beschrieben, stellen Schallemissionen keine absoluten Messgrößen dar, können aber anhand der SE-Entwicklung über externe Parameter, wie die Zeit, die Belastung oder Verformung zusätzliche Informationen über die Größe und Stärke der Schädigungsprozesse geben. Diese Informationen sind besonders für Online-Bewertungen wichtig. Nach [Ohtsu u. a. (2002)] zeigen sich eindeutige Auffälligkeiten gerade darin, dass die Entwicklung der Schallemissionen nicht proportional zur Last verläuft. Sprünge in kumulativen Darstellungen der Hits oder Energie sowie starke Signalanstiege in Phasen von Entlastungen sind klare Anzeichen für stärkere Schädigungen bzw. Makrorissbildung.

[Kapphahn (1990)] fand eine gute Übereinstimmung in der Beschreibung der Entwicklung der Schallemissionen mit der Beschreibung des Bruchprozesses nach [Bieniawski (1967)]. Danach können verschiedene Typen von Bruch- bzw. Rissbildungsprozessen anhand des Verlaufs der Schallemissionen bei steigender Beanspruchung unterschieden werden. Abbildung 4.16 zeigt die vier unterschiedlichen Rissbildungsprozesse und deren charakteristischen SE-Ratenentwicklungen.

4. Messen bei Querkraftversuchen

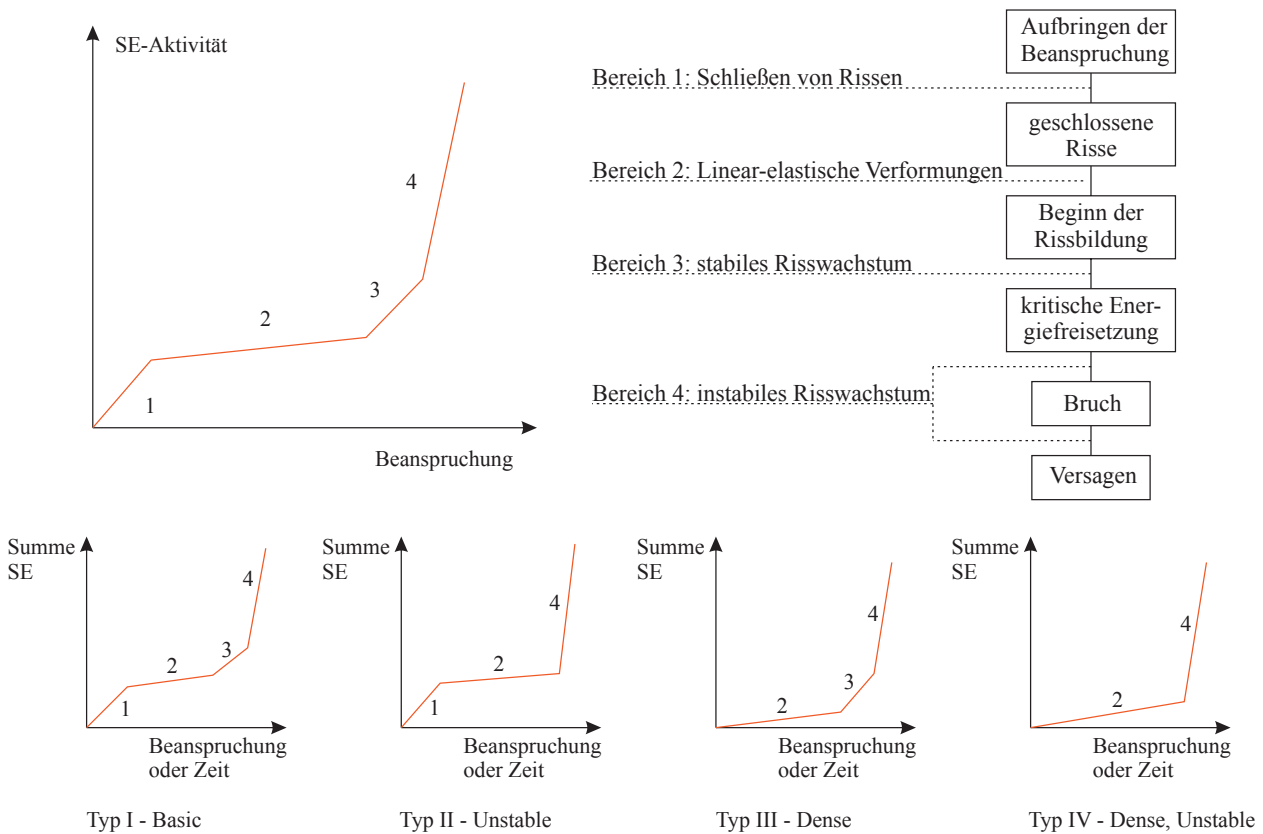


Abb. 4.16.: Zuordnung von Signalratenentwicklungen zu Beanspruchungs- bzw. Rissbildungsstadien, nach [Kapphahn (1990)]

In den amerikanischen Empfehlungen zur Anwendung der SEA als Prüfverfahren [ASTM E569 (2012)] wird die Signalratenentwicklung über die Zeit als Kriterium dafür verwendet, aktive und inaktive Rissbildungsprozesse voneinander zu unterscheiden (siehe Abbildung 4.17) [Wierzbicki u. a. (2009)].

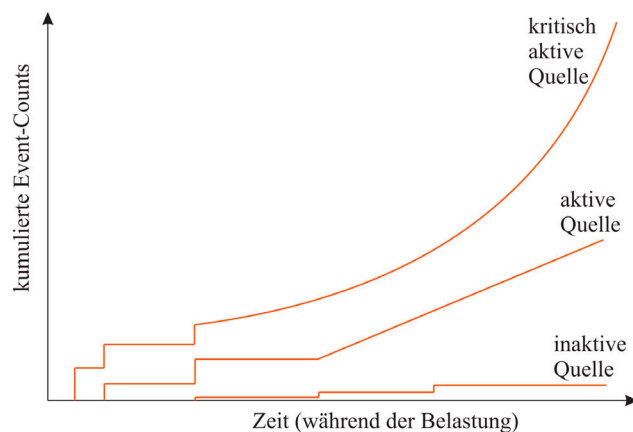


Abb. 4.17.: Unterscheidung der Aktivität von SE-Prozessen, nach [Wierzbicki u. a. (2009)]

Kaiser-Effekt

Das erstmals von Joseph Kaiser festgestellte Phänomen, dass Schallemissionen bei wiederholten Belastungen erst dann auftreten, wenn das zuvor erreichte Belastungsniveau überschritten wird, hat für Beton aufgrund von zeitabhängigen Verformungen [Nielsen u. Griffin (1977)] und Reibungsvorgängen in vorhandenen Rissen bzw. zwischen Bewehrungsstahl und Beton für Stahlbetonbauteile

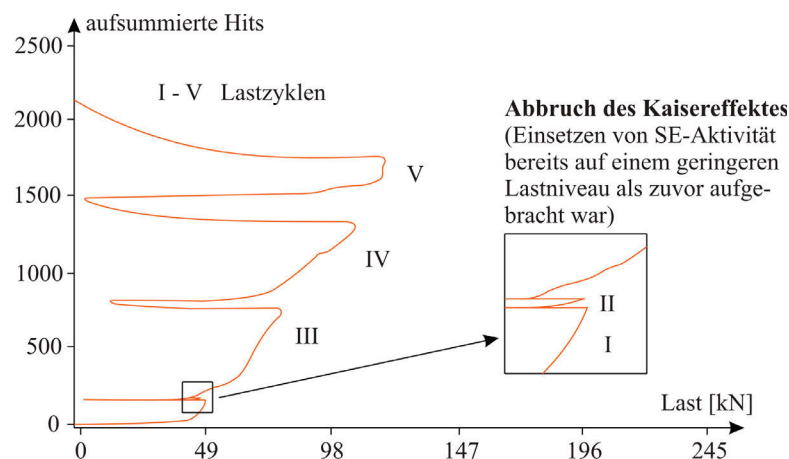
Tab. 4.6.: Beziehung zwischen Rissbreite und der Gültigkeit des Kaiser-Effektes, nach [Ohtsu (1996)]

Rissentwicklung	Kaiser-Effekt
Zugrisse bis $w < 0,15-0,20$ mm	beobachtet
Zugrisse ab $w > 0,15-0,20$ mm	nicht beobachtet
Schubrisse	nicht beobachtet

keine Allgemeingültigkeit, wie zum Beispiel bei Metallen, kann aber mit gewissen Einschränkungen auch zur Beurteilung des Tragzustandes von Stahlbetonbauteilen genutzt werden. Der Kaiser-Effekt geht auf Joseph Kaiser zurück, der an der TH München Zuguntersuchungen an metallischen Werkstoffen durchführte und den Zusammenhang zwischen Beanspruchungs- bzw. Verformungszustand und den dabei emittierten Schallemissionen erkannte und schlussfolgerte, dass plastische Verformungen die Ursache für die Freisetzung von Schallwellen seien und diese erst bei zuvor noch nicht erreichten Lastniveaus entstehen [Mindess (1991)]. Die von [Green (1970)] vorgeschlagene Anwendung des Kaiser-Effektes zur Bestimmung der von einem Tragwerk bisher maximal ertragenen Belastung ist auf Grund der genannten Schwierigkeiten für Stahlbetontragwerke ebenfalls nur näherungsweise möglich, doch schlussfolgert [Kapphahn (1995)] aus der Erfahrung von zahlreichen durchgeführten in-situ Versuchen, dass *„das Fehlen von SE bis zu relativ hohen Lasten und Verformungen ein sicheres Zeichen dafür ist, dass sich infolge früherer Nutzung bereits ein stabiles Tragsystem im Zustand II ausgebildet hat. Umgekehrt können Schallsignale bei niedrigen Lasten auf geringe Beanspruchungen in der Vergangenheit bzw. noch jungen Beton zurückzuführen sein“*.

[Notter (1982)] stellte bei Zugversuchen und [Findeis (1982)] bei Druckversuchen an unbewehrten Betonkörpern fest, dass der Kaiser-Effekt bei Beton nur bis Belastungen von 60 bis 80 % der Bruchlast existiert und erklärten dies mit der dann einsetzenden Gefügeflockung. Dies bestätigten Untersuchungen von [Ohtsu u. a. (2002)], die den Kaiser-Effekt mit der Messung des CMOD (Crack Mouth Opening Displacement, Rissöffnung an der Oberfläche) in Verbindung gesetzt haben. Bei den durchgeführten Versuchen an Biegebalken konnte der Kaiser-Effekt ab CMOD-Werten größer als 0,1 bis 0,2 mm nicht mehr nachgewiesen werden. [Yuyama u. a. (1995b)] berichten von einem Verschwinden des Kaiser-Effektes bei Rissbreiten größer 0,12 mm und leiten daraus die große Bedeutung des Kaiser-Effektes für die Bewertung des Schädigungsniveaus ab (siehe Abbildung 4.18).

Eine weitere Beobachtung, die [Ohtsu u. a. (2002)] in Versuchen machten, ist, dass das Verschwinden des Kaiser-Effektes in einem starken Zusammenhang mit der Entwicklung von Schubrisse steht, was durch Untersuchungen von [Yuyama u. a. (1995a)] bestätigt wurde (siehe Abschnitt 4.5.3).

**Abb. 4.18.:** Darstellung des Felicity-Ratios (Kaiser-Effekt) als Bewertungskriterium, nach [Yuyama u. a. (1995b)]

Um das Phänomen des Kaiser-Effektes objektiv für die Schädigungsbewertung von Stahlbetonbauteilen verwenden zu können, wurde der Begriff des Load-Ratio (abgewandelt auch als Felicity-Ratio, CBI-Ratio oder RTRI verwendet) eingeführt (siehe auch Anhang A). Dabei wird das Verhältnis der Last bei Einsetzen von SE-Aktivität gegenüber der vorher aufgetragenen Maximallast gebildet. Dieser Verhältniswert kann für jeden Sensor und jede Laststufe einzeln gebildet werden und ermöglicht die Beschreibung des globalen Tragzustandes bzw. die Unterscheidung von Biege- und Schubbereichen. Sinkt der Verhältniswert unter 1,0, gilt dies als Anzeichen für eine Schädigung und die weitere Abnahme des Wertes ist mit großen Rissbreiten und einer Dominanz von Schub- gegenüber Biegerissen verbunden. [Chotickai (2001)] verknüpft das Felicity-Verhältnis mit den SE-Amplituden und gibt eine Unterscheidung für Biege- und Schubbereiche an (siehe Tabelle 4.7).

Tab. 4.7.: Grenzwerte des Felicity-Ratios für Biege- und Schubbereiche, nach [Chotickai (2001)]

Kriterium	Biegebereich		Schubbereich	
	Warnung	ernsthaft	Warnung	ernsthaft
Felicity Ratio	$\leq 0,95$	$\leq 0,60$	$\leq 0,90$	$\leq 0,60$
Amplitude (bei Belastung)	≥ 75 dB	≥ 75 dB	≥ 75 dB	≥ 75 dB

4.5.3. Anwendung der SEA bei Schubversuchen

Ein Überblick über allgemeinere Anwendungen der Schallemissionsanalyse für die Beurteilung des Tragzustandes von Beton- und Stahlbetonbauteilen und die Erfahrungen in der Beurteilung des Schädigungszustandes sind in Anhang A.2 gegeben. Hier werden ausschließlich Erfahrungen in der Anwendung der SEA zur Beurteilung des Schubtragverhaltens vorgestellt.

[Kapphahn u. Leister (2001)] berichten über Erfahrungen beim Einsatz der SEA bei Schubuntersuchungen an Stahlbetonbalken. Im ersten Teil der Untersuchungen vergleichen sie die Möglichkeiten einer linearen und zweidimensionalen Ortung der SE-Signale. Dabei zeigte sich, dass eine zweidimensionale Ortung die SE-Quellorte sehr gut lokalisiert, wogegen eine lineare Ortung nur die Information über den SE-aktiven Bereich liefert. Hauptziel der Untersuchungen war es, herauszufinden, ob es die SEA erlaubt, das spröde Schubversagen vorzeitig zu erkennen. Es wurden 4-Punkt-Biegeversuche an Stahlbetonbalken mit Schubslankheiten von rund 3,0 durchgeführt. In der ersten Versuchsphase wurden die klassischen Wellenformparameter und der Frequenzschwerpunkt für die Bewertung der SE-Signale verwendet, allerdings war damit eine Unterscheidung von Neurissbildung und Rissuferreibung nicht eindeutig möglich. Ab 60 kN wurde das Messkonzept geändert, bei konstanter aber langsamer Laststeigerung wurde eine zweidimensionale Ortung mit Clustern unterschiedlicher Signalstärken durchgeführt. Mit zunehmender Beanspruchung war eine Verschiebung der SE-Aktivität in Richtung des Auflagers messbar und es kam zu einer Häufung von Signalen im Bereich des späteren Schubrisses sowie im Verankerungsbereich. Die deutliche Ausbildung von lokalisierten Schädigungsbereichen ist nach [Kapphahn u. Leister (2001)] ein deutliches Signal für den sich ankündigenden Schubbruch.

Umfangreiche Untersuchungen zur Anwendung der SEA bei der Inspektion von bestehenden Spannbetonbrücken wurden an der Universität von Texas durchgeführt. [Chotickai (2001)] berichtet über Versuche an vorgespannten Hohlkästen, bei denen eine gute Schädigungsbewertung mit Hilfe des Felicity-Ratios gelang. Auch die Signalratenentwicklung gerade in Phasen konstanter Last und die Anzahl der SE-Signale mit hohen Amplituden waren eindeutige Schädigungsindikatoren. Desweiteren wurden schubdominierte Ermüdungsversuche an zwei durch AKR (Alkali-Kieselsäure-Reaktion) und Ettringitbildung geschädigten Spannbetonbalken durchgeführt. Der erste geprüfte Balken A

wurde stufenweise bis zur Ausbildung von Schubrisen beansprucht und anschließend zyklischen Belastungen ausgesetzt. Die Bewertung mit dem Felicity-Ratio zeigte ein Abbrechen des Kaiser-Effektes bereits bei kleineren Lasten, was auf die Entstehung der Schubrisse zurückgeführt wurde. In den zyklischen Beanspruchungen war der Abfall des Felicity-Ratios ein Hinweis für die Schädigungszunahme, was auch die Darstellung der kumulativen Signalstärke zeigte.

[Ohtsu u. a. (2002)] führten zahlreiche Untersuchungen zur Anwendung der SEA an Stahlbetonbalken durch und fassten die gesammelten Erfahrungen zu Hinweisen und Kriterien für die Bewertung des Schädigungszustandes zusammen. Ausdrücklich wird auf den Zusammenhang zwischen der Versagensart und den dabei entstehenden Schallemissionen hingewiesen. So zeigte sich in Versuchen mit Biegeversagen eine zur Beanspruchung proportionale Entwicklung der SE-Counts, bei Schubversagen blieb die Anzahl der Schallemissionen dagegen lange konstant und stieg erst im Moment der Schubrissbildung schlagartig an (siehe Abbildung 4.19).

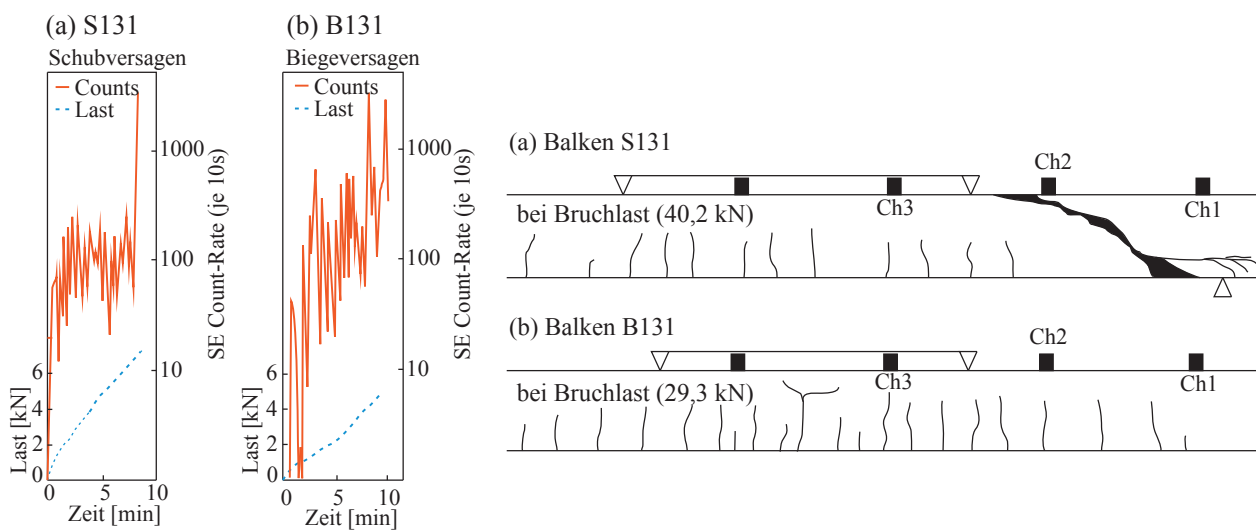


Abb. 4.19.: Darstellung der SE-Raten für Schub- und Biegeversagen, nach [Ohtsu u. a. (2002)]

Diese Schub- und Biegeversuche bildeten die Grundlage für die Bestimmung der Grenzen des Load-Calm-Ratios und die Ergebnisse wurden entsprechend in die Empfehlungen [NDIS 2421 (2000)] der japanischen Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung übernommen. Geringe Load-Ratios in Verbindung mit steigenden Calm-Ratios sind danach eindeutige Indikatoren für eine zunehmende Schädigung (siehe Abbildung 4.20).

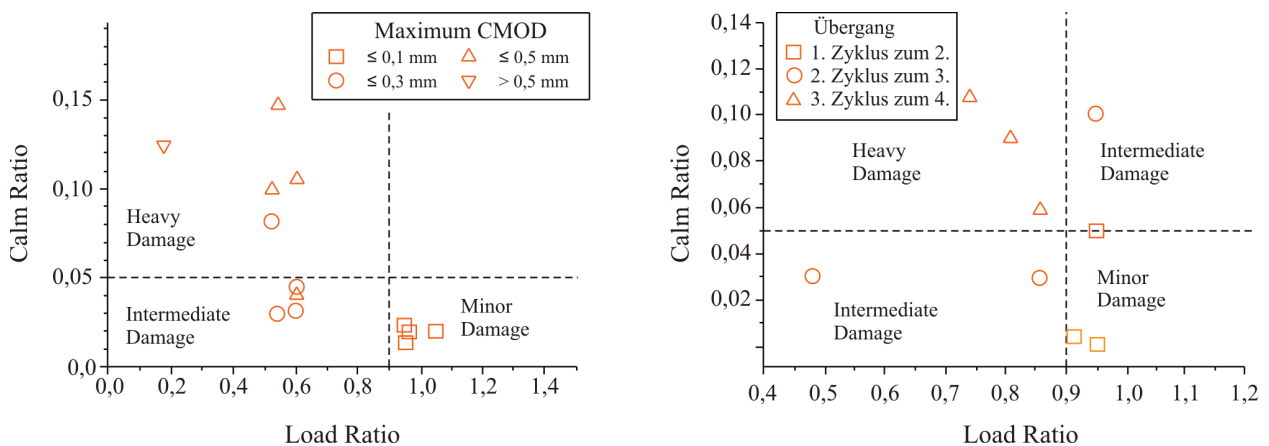


Abb. 4.20.: Zuordnung von gemessenen Rissbreiten bzw. der Laststufen zu den Schädigungsbereichen, nach [Ohtsu u. a. (2002)]

Tab. 4.8.: Zuordnung globaler Strukturveränderungen zu gemessenen b -Werten, nach [Colombo u. a. (2003)]

b-Wert	Strukturveränderung
$> 1,7$	Mikrorissbildung ist dominant oder Öffnung von Makrorissen
$1,2 \dots 1,7$	gleichmäßig verteilte Rissbildung, z. B. Makrorisse bleiben konstant
$1,0 \dots 1,2$	deutet darauf hin, dass der Sensor dicht an einem großen Riss liegt, z. B. Makrorissentwicklung

[Golaski (2004)] sieht die Angabe von allgemeingültigen Grenzwerten bei Intensitätsanalysen als unmöglich an, weil die Randbedingungen und Messumstände sich in jedem Versuch stark unterscheiden. In den von ihm durchgeführten Versuchen fand er mit dem Felicity-Verhältnis hingegen einen geeigneten Parameter, der in Verbindung mit der Signalratenentwicklung eine zuverlässige Bewertung des Schädigungszustandes erlaubt. Die Dauer der SE-Signale ist nach [Golaski (2004)] vor allem dazu geeignet, unterschiedliche Schädigungs- und SE-Ursachen voneinander zu unterscheiden.

Die Eignung der SEA für die Bewertung des Schädigungszustandes von gealterten Straßenbrücken untersuchten [Colombo u. a. (2003)] und verwendeten neben den klassischen Analysemethoden die Amplituden-Verteilungs-Analyse mit Hilfe des b -Wertes (siehe Anhang A). Bei ihren Untersuchungen an einem Stahlbetonbalken stellten sie fest, dass die b -Werte anfangs groß sind, aber mit dem Übergang von Mikro- zu Makrorissbildung stark absinken und sich dieser Trend mit weiterer Laststeigerung fortsetzt. Ab dem Zeitpunkt, an dem sich Makrorisse ausgebildet haben, zeigen die b -Werte einen konstanten Verlauf und fallen erst weiter, wenn sich Schubrisse entwickeln. Colombo gibt die in Tabelle 4.8 angegebene Verbindung zwischen globalen Strukturveränderungen und den gemessenen b -Werten. Um ihre Ergebnisse der b -Wert-Analyse besser einschätzen zu können, verglichen [Colombo u. a. (2003)] diese mit dem Schädigungsparameter D nach [Cox u. Meredith (1993)], was eine gute Übereinstimmung der tendenziellen Entwicklung ergab. Insgesamt schlussfolgern sie, dass die b -Wert-Analyse die Schädigungsentwicklung und die verschiedenen Bruchprozesse anzeigt und somit ein geeignetes Verfahren für die Bewertung des Tragzustandes bestehender Tragwerke ist.

[Kurz (2006)] verwendet für die von ihm durchgeführten Untersuchungen an Stahlbetonbalken ebenfalls die b -Wert- und zusätzlich die Ib -Wert-Analyse. Er schlussfolgert, dass die Ausbildung von Makrorissen zu Spannungsumlagerungen im Bauteil führt, die mit Hilfe des b - und Ib -Wertes erkannt werden können. Insgesamt zeigt seine Auswertung einen stetigen Abfall der b - und Ib -Werte mit zunehmender Beanspruchung und Schädigung. Auch [Proverbio (2011)] stellte in seinen Versuchen eine Abnahme der b -Werte und Ib -Werte mit zunehmender Schädigung fest.

Die Schallemissionsanalyse zur Untersuchung des Schubrissverhaltens wurde von [Katsaga u. a. (2007)] bei den von [Sherwood (2008)] durchgeführten Versuchen an schubgefährdeten Stahlbetonbalken eingesetzt. Aus der Darstellung der Signalratenentwicklung konnten sie vier Phasen der Schädigung unterscheiden (siehe Abbildung 4.21). Phase A war gekennzeichnet durch den Beginn der verteilten Mikrorissbildung, Phase B durch einen Signalratenanstieg infolge Mikrorisswachstum und Phase C durch eine sehr hohe SE-Signalrate, die mit der Bildung von Rissen in Balkenmitte oberhalb der Bewehrung verbunden war. Die anschließende Phase D zeigt eine erhöhte SE-Aktivität, die auf das stabile Schubrisswachstum und die Rissreibung zurückgeführt wurde.

[Ohno u. a. (2008)] untersuchten ebenfalls die SE-Entwicklung bei Schubversuchen an Stahlbetonbalken mit schwacher bzw. fehlender Bügelbewehrung. Sie klassifizierten die Rissbildungsmechanismen mit Hilfe der Korrelation von RA (Burstfaktor) und AF (Average Frequency). Aus dem Vergleich von Messwerten des globalen Tragverhaltens und der Entwicklung der SE-Aktivität unterschieden sie drei Phasen der Schädigungsentwicklung. Mit steigender Belastung und der Ausbildung

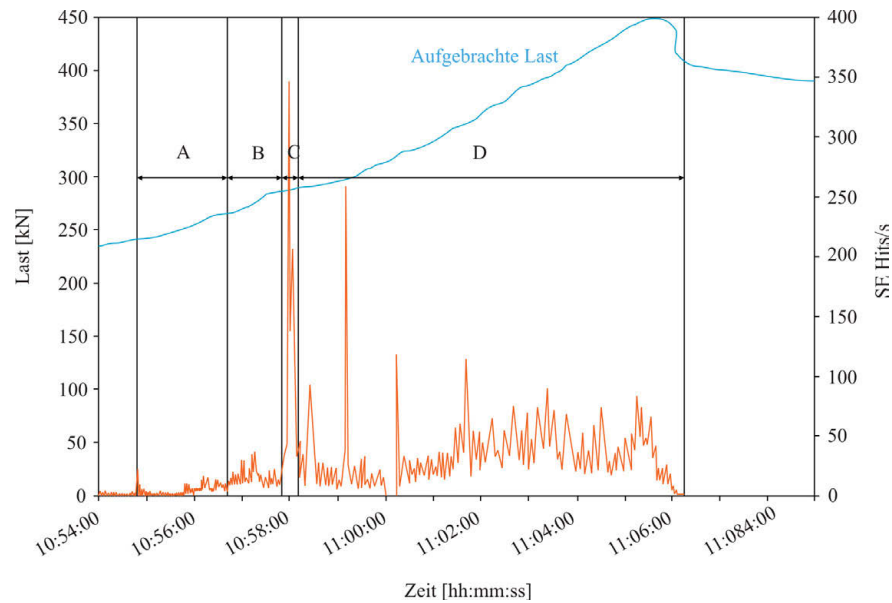


Abb. 4.21.: Unterscheidung von vier Schädigungsphasen anhand der Signalaratenentwicklung, nach [Katsaga u. a. (2007)]

von Biegerissen stieg auch die SE-Aktivität und wurde, kurz vor der Ausbildung des schließlich zum Versagen führenden Schubrisses, maximal.

[Aggelis (2011)] sieht für die Bewertung von Stahlbetonbauteilen mit Hilfe der SEA ausschließlich die parameterbasierte Auswertung als geeignet, weil die signalbasierte Analyse zum einen nicht in Echtzeit durchgeführt werden kann und zum anderen eine größere Anzahl von Sensoren benötigt. Aggelis verwendet für die Bewertung seiner Versuche Korrelationsdarstellungen von SE-Parametern, um auf die SE-Quellmechanismen zu schließen. Zugrisse erzeugen nach [Aggelis (2011)] Schallwellen mit kurzer Rise Time und hoher Frequenz, während Schubrisse eher lange Wellen mit niedrigen Frequenzen und großer Rise Time ergeben. Auch berichtet Aggelis, dass frühe Schädigungsphasen eher durch Signale mit hohen mittleren Frequenzen und eher kleinen RA-Werten charakterisiert sind und mit zunehmender Beanspruchung Signale mit niedrigen AF und großen RA-Werten dominieren (siehe Abbildung 4.22). Bei den untersuchten Stahlbetonbalken führte [Aggelis (2011)] auch vergleichende Auswertungen mit dem Load-Calm-Ratio und mit der Ib-Wert-Analyse durch. Dabei zeigte sich eine gute Übereinstimmung zwischen der zunehmenden Schädigung der Balken und dem Anstieg des Calm-Ratios bis auf 0,23 im letzten Lastzyklus. Die Auswertung der Ib-Werte zeigte eine gute Vorankündigung von Schädigungsprozessen durch eine Abnahme der Werte.

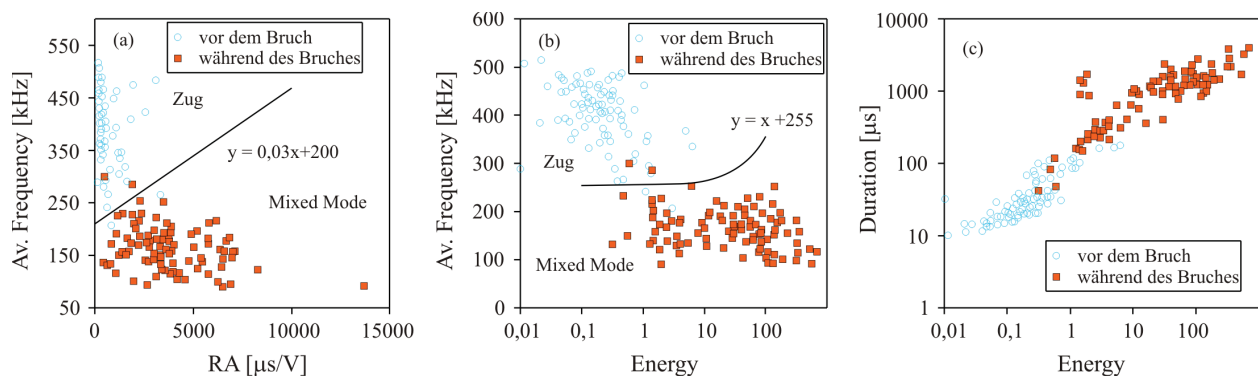


Abb. 4.22.: Korrelationsdiagramme zur Bestimmung der Rissbildungsmechanismen, nach [Aggelis (2011)]

4.5.4. Anwendung der SEA bei Stahl- und Spannbetonbauteilen in-situ

Die in-situ Untersuchung von Stahl- und Spannbetontragwerken kann prinzipiell nach zwei verschiedenen Herangehensweisen unterschieden werden: kurzzeitigen Untersuchungen zum Tragverhalten, zur Tragfähigkeitsbestimmung bzw. zur Bewertung des Schädigungszustandes (Belastungsversuch) und längerfristige Untersuchungen zur Beobachtung der Veränderung des Tragverhaltens (Monitoring). Die SEA wird seit mehr als 20 Jahren erfolgreich als begleitendes Messverfahren bei der experimentellen Tragsicherheitsuntersuchung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen eingesetzt, aber auch im Monitoring findet die SEA verstärkt Anwendung. Hier sollen die Erfahrungen zum Einsatz der SEA bei in-situ Untersuchungen und der Bewertung der SE-Signale vorgestellt werden.

Hochbau

Einen Überblick über die ersten Anwendungen der SEA bei der Untersuchung von Betonbauwerken in-situ gibt [Mindess (1991)]. [Naus (1981)] führte erste SEA-Untersuchungen zur zerstörungsfreien Prüfung von Spannbeton-Containments durch und [Robert u. Brachet-Rolland (1982)] erläuterten Möglichkeiten in der Anwendung zur frühzeitigen Schädigungsdetektion bei Spannbetonbrücken. Beide sehen die Hauptanwendung der SEA in der Detektion und Lokalisierung von Rissbildung und Risswachstum und damit der Feststellung des Schädigungsortes und der -entwicklung.

Im Rahmen des EXTRA-I-Vorhabens [Steffens u. a. (1995)] wurde die SEA bei 27 in-situ Belastungsversuchen als begleitendes Messverfahren eingesetzt. In [Steffens u. a. (1993)] berichtet Kappahn über einen Belastungsversuch an einem Stahlbeton-Zweifeldträger. Die Ergebnisse der linearen Ortung der SE-Signale über die Laufzeitdifferenzen zeigten eine gute Übereinstimmung mit den Orten der maximalen Beanspruchung. Auch die Bestimmung der Risslast konnte mit Hilfe der SEA sicher durchgeführt werden und bei weiterer Laststeigerung konnte aus der Verlagerung der SE-Aktivität in Richtung der Auflager auf eine sich entwickelnde Schubbeanspruchung geschlossen werden.

[Carpinteri u. a. (2008)] setzten die SEA bei einem Belastungsversuch an einem extern mit CFK-Gelegen verstärkten Stahlbetonbalken mit unregelmäßigem Querschnitt ein. Während des dreistündigen Belastungsversuches konnte, entgegen den Befürchtungen, keine Verbundlösung zwischen den CFK-Gelegen und dem Altbeton beobachtet werden. Für die Bewertung verwendeten sie neben der kumulierten Darstellung der SE-Counts auch die b-Wert-Analyse, mit der die zunehmende Schädigung durch den abfallenden b-Wert detektiert werden konnte.

[Galati u. a. (2008)] und [Ziehl u. a. (2008)] berichten über durchgeführte Belastungsversuche in den USA. Der steigende Bedarf an experimentellen Untersuchungen für durchgeführte Verstärkungsaufgaben, zur Überprüfungen von Rechenannahmen, zur Traglastbestimmung und zur Schädigungsbewertung führte dazu, dass die Autoren die vorhandenen Bestimmungen für die Durchführung und Bewertung experimenteller Untersuchungen hinterfragten. Sie entwickelten andere Bewertungsverfahren (siehe Abschnitt 2.4) und verbesserten die Beurteilungsmöglichkeiten durch die Einbeziehung von zusätzlichen Messverfahren, wie z. B. der SEA. Die gemessene SE-Aktivität bewerten sie durch eine Erweiterung des von [Ohtsu u. a. (2002)] vorgeschlagenen Verfahrens des Load-Calm-Ratio um die Bestimmung des Abstandes des gemessenen Verhältniswerts vom schädigungsfreien Zustand (normalisierter Radius). Bei einem Belastungsversuch an einer zweiachsig gespannten Spannbetondecke wendeten sie dieses Kriterium erfolgreich an und konnten die zunehmende Schädigung zuverlässig detektieren.

Brückenbau

Über die erste Anwendung der SEA bei der in-situ Bewertung der Tragfähigkeit einer Brücke wird von [Pollock u. Smith (1972)] berichtet. Bei dem 13,5 m langen Prototypen einer Stahl-Panzerbrücke wurde die Belastung stufenweise bis zur Maximallast von 920 kN gesteigert. Bei ca. 500 kN konnte aus der kumulativen Darstellung der SE-Counts ein Abbrechen des Kaiser-Effektes beobachtet werden. Bei weiterer Laststeigerung stieg die Signalrate weiter an und nahm auch während Phasen konstanter Last zu, was mit dem Fließen des Stahls erklärt wurde. Die Bewertung der SE-Parameter führte zusammen mit der Lokalisierung der SE-Quellen zu verbesserten Informationen über den Tragwerkszustand.

In den EXTRA-Vorhaben wurden zahlreiche Untersuchungen des Trag- und Verformungsverhaltens von Brücken durchgeführt [Steffens u. a. (1994)], [Steffens (1999)] und die SEA als begleitendes Messverfahren eingesetzt. Um mögliche spröde Bruchvorgänge infolge Querkraft beobachten zu können, wurden die SE-Sensoren in der Nähe der Auflager positioniert und die Bewertung mit Hilfe der Signalratenentwicklung und der Signalstärke durchgeführt.

Auch von [Ohtsu u. a. (2002)] wird über die Anwendung der SEA bei der Zustandsbewertung einer gealterten Stahlbetonbrücke berichtet. Die Brücke wurde in drei verschiedenen Laststufen (Lkw leer, Lkw halbvoll und Lkw voll) belastet und die dabei gemessenen SE mit R6- (Resonanzfrequenz 60 kHz) und R15- (Resonanzfrequenz 150 kHz) Sensoren aufgezeichnet. Die Sensoren mit 150 kHz Resonanzfrequenz stellten sich dabei als weniger geeignet für in-situ Untersuchungen heraus. In der Untersuchung konnte die Gültigkeit des Kaiser-Effektes als Bewertungskriterium festgestellt werden, da dieser erst in der dritten Laststufe abbrach. Auch die SE-Aktivität während der Entlastung nach Volllast war ein Hinweis auf die eingetretene Schädigung (siehe Abbildung 4.23).

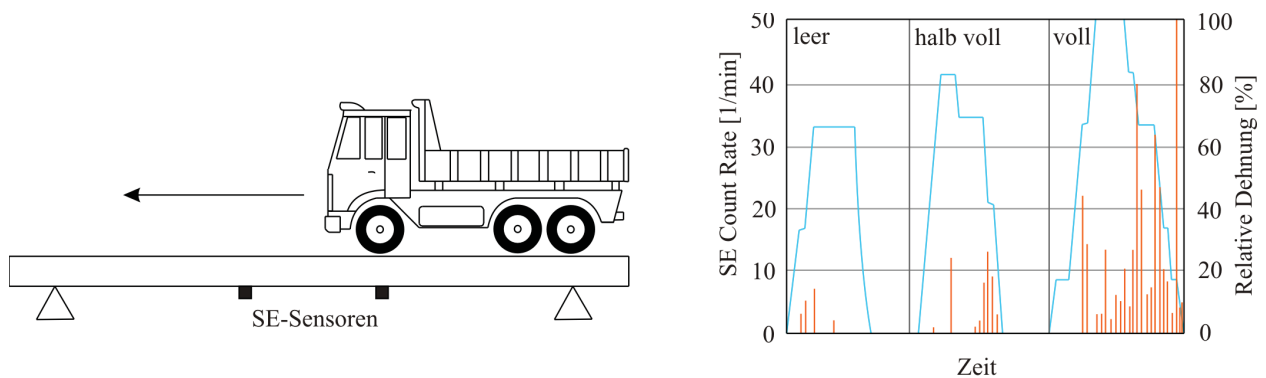


Abb. 4.23.: Belastungsversuch einer Stahlbetonbrücke mit einem Lkw und zugehörige SE-Aktivität, nach [Ohtsu u. a. (2002)]

In Polen gehört die SEA zu den standardmäßig eingesetzten Messverfahren bei der experimentellen Tragsicherheitsbewertung bestehender Brückenbauwerke. [Golaski u. a. (2002)] berichtet über mehrere Anwendungen der SEA bei Brückenprüfungen. Eine der ersten Erprobungen der Messtechnik fand im Rahmen der Überprüfung der Rechenannahmen an einer neugebauten Spannbetonbrücke statt. Für die Bewertung der Schädigungsintensität wurde der Historic-Severity-Index verwendet und die Brücke in die Klasse A (keine Schädigung) eingeordnet. [Golaski u. a. (2002)] berichten auch über die Prüfung einer stark geschädigten Spannbeton-Fertigteil-Brücke. Die Belastung erfolgte statisch und dynamisch durch Lkw-Überfahrten. Ziel der Untersuchung war die Identifikation der am stärksten geschädigten Bereiche mittels zentraler Lokalisierung. Als an den Sensoren kritische Amplitudenwerte von >80 dB registriert wurden, wurde der Versuch sofort abgebrochen und die Lkw von der Brücke gefahren. Ein besonders deutliches Anzeichen für eine stärkere Schädigung konnte anhand der kontinuierlichen SE-Signale an einem Sensor bestimmt werden. Nach den Un-

tersuchungen wurde die Brücke instandgesetzt und die Belastungsprüfung wiederholt, wobei keine kritischen SE-Signale auftraten. Die guten Erfahrungen beim Einsatz der SEA für die Untersuchung und Bewertung bestehender Brücken führte dazu, dass dieses Verfahren standardmäßig in der Bauwerksüberwachung angewendet wird. [Golaski u. a. (2002)] weisen darauf hin, dass der in Polen verwendete Grenzwert des Historic-Severity-Index von 1,85 nicht in jedem Fall ein geeignetes und vor allem kein allgemeingültiges Kriterium ist und das anstelle fester Grenzwerte vergleichende Kriterien der SE-Signal-Bewertung besser geeignet sind.

Ein Belastungsversuch zur Ermittlung der Tragfähigkeit einer Fußgängerbrücke wurde von [Bolle (2007)] durchgeführt. Zur Überwachung der vermuteten Gefahr eines spröden Versagens wurde von Kapphahn eine begleitende SE-Messung durchgeführt. Die Brücke war infolge AKR stark geschädigt und die Betonzugfestigkeit reduziert, weshalb besonders die Schubtragfähigkeit des Stahlbetonplattenquerschnitts ohne vorhandene Bügelbewehrung rechnerisch nicht nachweisbar war. In den höheren Laststufen wurden SE-Signale während der Belastung, aber auch bei konstanter Last beobachtet, was von Kapphahn auf Reibungsvorgänge an den Rissoberflächen zurückgeführt wurde. Während der Untersuchung wurden keine SE-Signale detektiert, die auf eine Schubrissentstehung hindeuteten, so dass die Versuchsziellast problemlos nachgewiesen werden konnte.

[Shiotani u. a. (2007)] berichten über Erfahrungen beim Einsatz der SEA für die Untersuchung einer Stahlbetonbrücke bei Überfahrt durch ein Kranfahrzeug. Insgesamt werden 28 Sensoren entlang des Längsträgers der Brücke angeordnet. Für die Bewertung wurden die Signalratenentwicklung, der Calm-Ratio und der Ib-Wert verwendet und alle Verfahren halfen, den geschädigten Bereich stärker einzugrenzen.

Im Rahmen des ARCHES-Programms [Wierzbicki u. a. (2009)] wurde die SEA für die Untersuchung der Barcza Brücke in Polen eingesetzt. An der Dreifeldbrücke aus Spannbetonfertigteilen wurde zuerst eine Diagnosebelastung und anschließend eine Prüfung durchgeführt, deren Ergebnisse direkt mit einander verglichen wurden. Die Bewertung der SE-Signale erfolgte durch einen Vergleich mit Referenzsignalen aus Laborversuchen an Stahlbetonbalken, zusätzlich wurden die Signale mit Hilfe einer Musterwiedererkennung in acht Quelltypen unterschieden. Zur Identifikation des Tragsystems und zur Simulation eines normalen Beanspruchungszustandes wurde die Brücke durch zwei Lkw überfahren, die eine Biegebeanspruchung von 49 % der Bemessungsbeanspruchung simulierten. Die SE-Signale wiesen auf eine normale Mikrorissbildung ohne eine größere Schädigung des Tragwerkes hin. Im anschließenden Belastungsversuch mit Masselasten zeigte sich eine verstärkte SE-Aktivität an den Sensoren in Auflagernähe, die nach einer visuellen Inspektion mit Rissbildung in diesen Bereichen erklärt werden konnte. Mit Hilfe der SE-Überwachung war es möglich, den Beginn der Rissbildung ca. 20 % unterhalb der Belastung zu detektieren, bei der die Rissbildung auch visuell festgestellt werden konnte.

4.6. Verformungsmessung

4.6.1. Vertikal- und Diagonalverformungen

Wie bereits in Abschnitt 4.3 beschrieben, wurden erstmals von [Bresler u. Scordelis (1963)] vertikal über die Bauteilhöhe angeordnete Wegaufnehmer im Schubfeld für die Definition der Schrägrissbildung verwendet. Die speziell dafür entwickelten Aufnehmer, sog. Yoke Extensometer, waren auf beiden Balkenseiten über leichte Stahlketten und Messuhren miteinander gekoppelt und hatten eine Auflösung von 0,0001 inch. In ihren Untersuchungen waren je drei dieser Vertikalverformungsmesser in den Schubfeldern angeordnet (siehe Abbildung 4.24). Die Ergebnisse der Vertikalverformungsmessung wurden in Form von Belastungs-Vertikaldehnungs-Diagrammen angegeben, wobei

die Ablesungen bei Beanspruchungen nahe der Bruchlast oft nicht mehr sicher durchgeführt werden konnten. Die Ergebnisse zeigen ausschließlich positive Vertikaldehnungen an, was darauf zurückzuführen ist, dass die Konstruktionsform der Extensometer mit Ketten keine Stauchungen messen konnten und dass die Vertikaldehnungen der bügelbewehrten Balken deutlich größer waren, als die der Balken ohne Bügel.

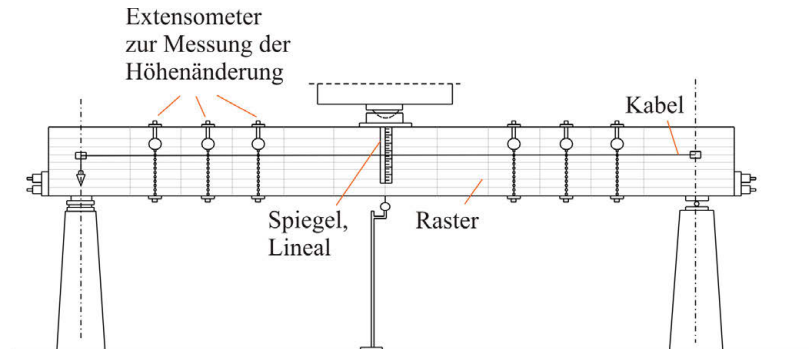


Abb. 4.24.: Anordnung der Vertikalverformungsmessung bei [Bresler u. Scordelis (1963)]

Intensive Untersuchungen zur Anwendung von Vertikal- und Diagonalverformungsmessungen zur frühzeitigen Detektion der Schubbrissentstehung wurden von Jüppner im Rahmen der EXTRA-Projekte durchgeführt [Steffens u. a. (1993)], [Steffens u. a. (1995)]. An insgesamt 18 Stahlbetonbalken (ohne und mit geringer Bügelbewehrung) führte Jüppner Schubversuche durch und verwendete für die Bewertung u. a. vertikale und diagonale Verformungsmessungen (siehe Abbildung 4.25).

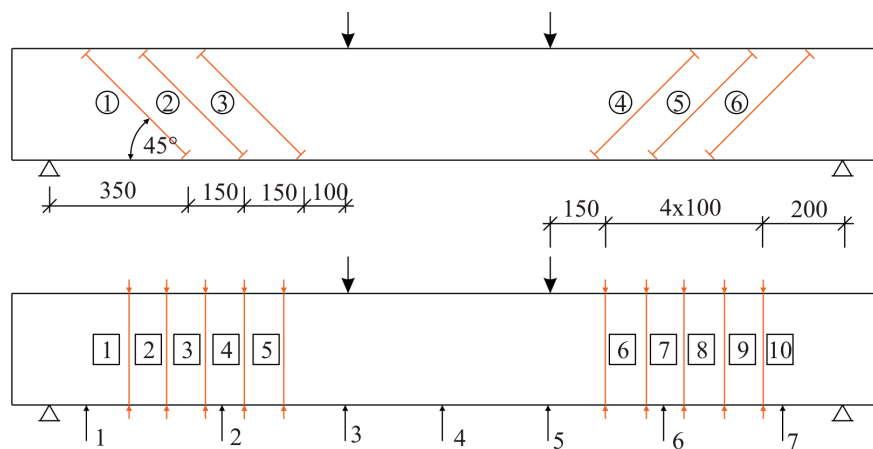


Abb. 4.25.: Anordnung der Vertikalverformungsmessung bei [Jüppner (1995)]

Die Versuche zeigten, dass die Ergebnisse der Vertikal- und Diagonalmessungen große Ähnlichkeit hatten, so dass Jüppner schlussfolgert, dass beide Messmöglichkeiten für die Erkennung eines eintretenden Schubversagens verwendet werden können [Steffens u. a. (1993)]. Aus den in den Versuchen gemessenen Verformungen lässt sich nach Jüppner aber kein allgemeingültiges Verformungskriterium ableiten, da die vielen Einflussfaktoren das Verformungsverhalten stark verändern. Als mögliches Grenzkriterium gibt Jüppner die zur Dübelrisslast nach [Reineck (1990)] gehörende Vertikalverformung von 0,05 mm an.

[Rodrigues (2007)] wendete Vertikalverformungsmessungen bei der Untersuchung von schubbeanspruchten Stahlbetonplatten an. Die Messung der Plattendicke mit IWA ermöglichte es, den Beginn der Schubrissentwicklung zu bestimmen bzw. die Entwicklung des schrägen Risses wesentlich früher zu detektieren, als dies visuell oder durch eine andere von ihm verwendete Messtechnik möglich

4. Messen bei Querkraftversuchen

war. [Rodrigues (2007)] gibt zwei unterschiedliche Möglichkeiten zur technischen Umsetzung der Plattendickenmessung an, wobei die zweite (siehe Abbildung 4.26 b) aufgrund der einfacheren Umsetzung und geringen Störung durch Reibung im Plastikröhrchen die geeignetere Variante ist.

Die Messung der Dickenänderung zur Schrägrissdetektion in Platten wurde auch von [Hegger u. Reiß (2012)], [Rombach u. Nghiep (2011)] und [Latte (2011)] angewendet. Ziel war es, aus der Veränderung der Plattendicke Rückschlüsse auf die Rissbildungsprozesse und die mitwirkende Plattenbreite zu ziehen. [Latte (2011)] weist aber darauf hin, dass aus der Messung der vertikalen Plattenverformung zwar der Zeitpunkt der Rissbildung sicher definiert, aber die gemessene Verformung nur schwierig mit einer Grenzdehnung des Betons verglichen werden kann, weil die Neigung des Risses nicht exakt bekannt ist. Bei vertikalen Dehnungen von $0,07...0,1\text{‰}$ stellte er in seinen Versuchen eine starke Zunahme der Verformung fest und definierte darüber die Schrägrisslast.

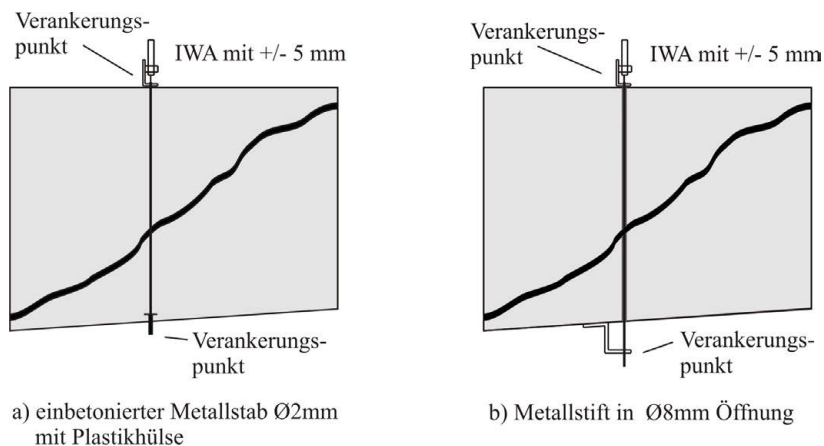


Abb. 4.26.: Messung der Plattendickenänderung mit induktiven Wegaufnehmern, nach [Rodrigues (2007)]

4.6.2. Bereichsweise Verformungs- und Neigungsmessung

Neigungssensoren werden im Bauwesen hauptsächlich im Monitoring von Brückenbauwerken [Sherborne (2013b)], bei der Positionierung von Fertigteilen [Woschitz (2009)], zur Messung der Verdrehung von Stahlträgern [Odenbreit u. a. (2009)] oder für die Deformationsmessung im Tunnel- bzw. Grundbau [Reuter (2007)] verwendet. Neben Informationen über die Verdrehung an diskreten Punkten ermöglicht die Neigungsmessung auch die einfache Ermittlung von Durchbiegungen. Vorteil der Verwendung von Neigungssensoren ist dabei, dass für die Bestimmung der Durchbiegung keine vom zu untersuchenden Bauteil unabhängige Messbasis benötigt wird, sondern die Sensoren direkt am Bauteil angebracht sind. Durch die diskrete Positionierung der Sensoren entlang der Bauteilachse können abschnittsweise Verformungen separat voneinander betrachtet werden, womit eine getrennte Beurteilung des Verformungsverhaltens des Bauteils z. B. im Auflager-, Schub- und Biegebereich möglich ist [Bolle u. a. (1997)].



Abb. 4.27.: Neigungssensor (links) [Sherborne (2013a)] und montiert auf Drehbeinstativ (rechts)

Für die in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen wurden die Neigungssensoren LSOP/C Servo Inclinometer der Firma Schaevitz verwendet (siehe Abbildung 4.27), die auf Basis des Force-Balance-Servo-Verfahren arbeiten [Schwesinger u. Thor (1999)], [Kuhn u. Schwesinger (1999)].

In der Literatur sind nur wenige Untersuchungen des Tragverhaltens von Stahl- und Spannbetonbauteilen mit Hilfe von Neigungssensoren zu finden und die vorhandenen Erfahrungen stammen fast ausschließlich aus den Forschungsaktivitäten der Bauhaus Universität Weimar im Rahmen der EXTRA Forschungsvorhaben. Hauptziel der Anwendung von Neigungssensoren war damals, die für die Tragwerksbewertung benötigte Durchbiegungsfunktion messbasisunabhängig zu bestimmen, da dies bei Belastungsversuchen in-situ oftmals schwierig umzusetzen ist. Auch der Arbeitsaufwand für eine verformungsneutrale Messbasis, gerade unter schwierigen Randbedingungen oder bei großen Spannweiten, kann erheblich sein [Bolle u. Schwesinger (1995)]. Wird die Durchbiegung aber mit Hilfe von Neigungssensoren aufgezeichnet, ist es maximal notwendig, Vertikalverschiebungen in den Auflagern zu erfassen, um Absolutwerte der Verformung zuverlässig bestimmen zu können [Schwesinger u. a. (1999)].

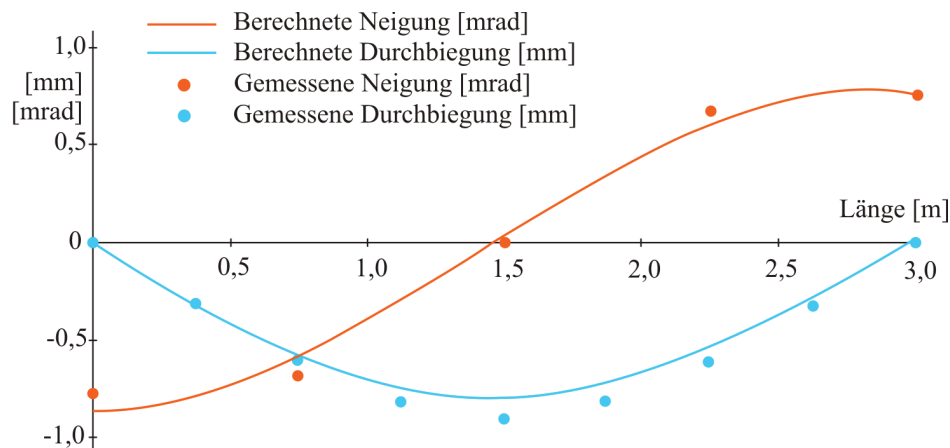


Abb. 4.28.: Vergleich berechneter und gemessener Neigungs- und Durchbiegungswerte, nach [Steffens u. a. (1993)]

Um die Zuverlässigkeit und Genauigkeit der Neigungsmessung zu prüfen, wurden in den EXTRA-Vorhaben zahlreiche Versuche zum Vergleich mit Verformungsmessungen und zur Langzeitstabilität durchgeführt. Für die Bestimmung der Neigungsfunktion aus den diskreten Messergebnissen über die Trägerlänge wurden verschiedene Näherungsverfahren (Polynomansätze, Spline, bereichsweise lineare Verbindung) miteinander verglichen. Die Abweichungen zwischen den verschiedenen Näherungen waren für Einfeldträger mit 4 % sehr gering und verändern die qualitative Aussage der Ergebnisse nicht, so dass die Autoren daraus schließen, dass die Bestimmung der Durchbiegung mit Hilfe von Neigungssensoren und eines Polynom-Splines zuverlässig möglich ist (siehe Abbildung 4.28) [Steffens u. a. (1993)].

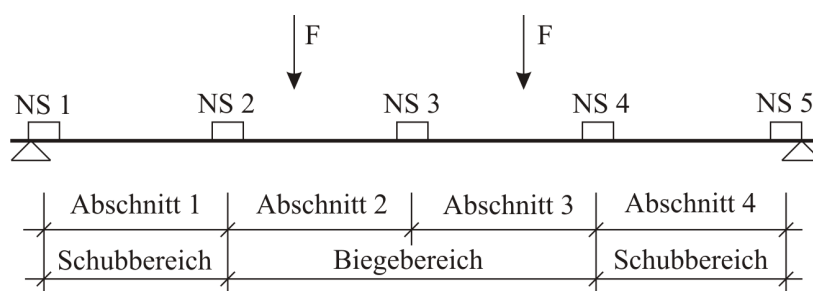


Abb. 4.29.: Unterteilung des Tragwerkes in Biege- und Schubbereiche, nach [Bolle u. a. (1997)]

Ein weiterer wesentlicher Vorteil der Neigungsmessung besteht darin, dass Verdrehungen im Vergleich zu Durchbiegungen eine niedrigere Integrationsstufe darstellen und damit eine erhöhte Empfindlichkeit besitzen bzw. Veränderungen im Bauteil früher anzeigen. In den EXTRA-Vorhaben wurde ebenfalls untersucht, ob sich dadurch und bei einer abschnittswisen Unterteilung des Versuchskörpers in $n - 1$ Abschnitte (bei n Messpunkten) eine erhöhte Information über Strukturveränderungen bestimmten Bauteilbereichen zuordnen lässt (siehe Abbildung 4.29) [Bolle u. a. (1997)]. Für die Bewertung des Tragzustandes werden die Verdrehungsmesswerte zwischen zwei benachbarten Sensoren bestimmt. Durch die Division mit dem Abstand der Sensoren s kann die mittlere Krümmung des Bereiches berechnet werden (Gleichungen (4.5) und (4.6)).

$$\Delta\phi = \phi_i - \phi_{i-1} \quad (4.5)$$

$$\bar{\kappa} = \frac{\Delta\phi}{s} \quad (4.6)$$

In den durchgeführten Versuchen zeigte sich, dass durch die abschnittsweise Krümmungsauswertung die unterschiedlichen Strukturveränderungen in den Schub- bzw. Biegebereichen bei unterschiedlichen Belastungen detektiert werden konnten und somit die gleichzeitige und unabhängige Beurteilung des Tragverhaltens im Schub- und im Biegebereich möglich war [Bolle u. a. (1997)]. In [Bolle (1999)] wird die getrennte Auswertung der Krümmungsmessung für Schub- und Biegebereiche eines Stahlbetonbalkens unter Biegebeanspruchung gezeigt. Bolle vergleicht das von ihm entwickelte Schädigungsmaß δ_s (Strukturveränderungsenergie) für die Auswertung verschiedener Messergebnisse (siehe Abbildung 4.30). Der Vergleich zeigt den Verlauf der Strukturveränderungsenergie bestimmt aus der Krümmung im Biegebereich und der Krümmung im Schubbereich für den Balken B-1.3. Dabei ist erkennbar, dass sich die Anstiege der δ_s Kurve bei 22,5 und 28,5 kN infolge von Strukturveränderungen im Schubbereich, der Knick bei 18 kN aus der Biegerissbildung und bei 35 kN aus der Biegerissöffnung und dem damit verbundenen Stahlfließen ergeben. Die Neigungsmessung ermöglicht also die Zuordnung von Schädigungsprozessen zu bestimmten Bauteilbereichen [Bolle (1999)].

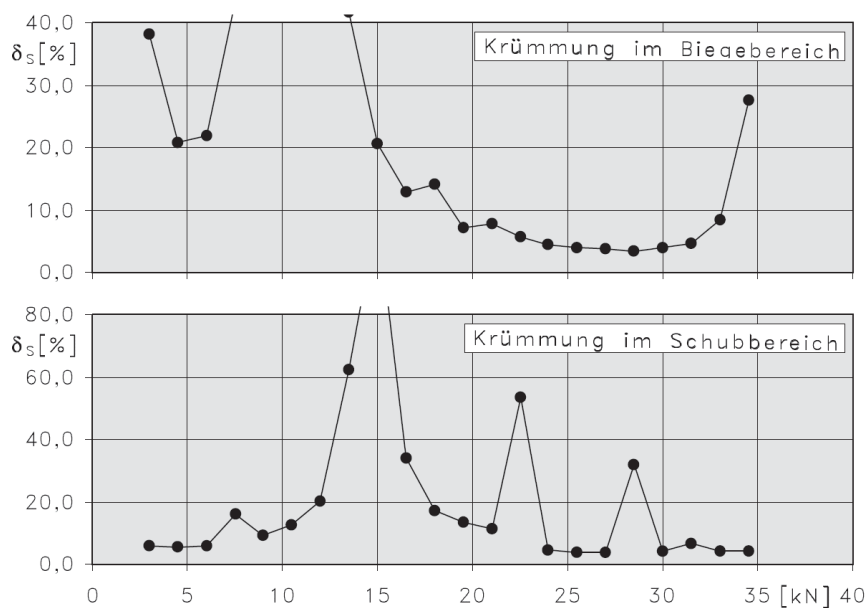


Abb. 4.30.: Vergleich der Strukturveränderungsenergie für den Biege- und Schubbereich [Bolle (1999)]

5. Experimentelle Bewertung des Tragzustandes bei Schubbeanspruchung

5.1. Vorbemerkungen

Im Stahlbetonbau wird ein Versagen i. d. R. dadurch eingeleitet, dass zunächst die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird und sich dadurch das Betongefüge auflockert bzw. auseinander reisst. Abhängig davon, ob die dabei freiwerdenden Kräfte durch eine Bewehrung aufgenommen werden können oder nicht, erfolgt das Versagen kurz nach bzw. im Moment der Rissentstehung, oder die Last kann, verbunden mit einem duktilen Tragverhalten, weiter gesteigert werden. Für Bauteile ohne eine Bewehrung, die in der Lage ist, die Kräfte aufzunehmen, wird das Versagen als ein Versagen ohne oder mit geringer Vorankündigung bezeichnet (siehe Abschnitt 2.5).

Inwieweit diese Vorankündigung wahrgenommen werden kann, ist davon abhängig, wie gut die Strukturveränderungen in Raum und Zeit messtechnisch aufgelöst werden können. Die klassische Beurteilung des Tragverhaltens anhand des Last-Durchbiegungs-Verhaltens ist dabei nicht bei allen Versagensformen geeignet, ein sich ankündigendes Versagen entsprechend anzuzeigen, speziell wenn die damit verbundenen Strukturveränderungen und Verformungen die Durchbiegung nicht beeinflussen. Hier müssen andere Messkonzepte verwendet werden, um eine Vorankündigung des Versagens ausreichend deutlich messen zu können. Für die Beurteilung des Tragwerkszustandes bei einem zu erwartenden spröden Versagen müssen die Rissentstehungs- und -entwicklungsprozesse soweit aufgelöst werden, dass eine frühzeitige Detektion dieser möglich ist. Da die Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons die primäre Versagensursache darstellt, müssen die theoretischen und phänomenologischen Ursachen und Abläufe genauer analysiert werden. Die Frage, wann der Riss ein Riss ist und wann Risse eine Schädigung darstellen, wird nachfolgend diskutiert.

Die Besonderheit der Biegeschubrissbildung ist die Entwicklung eines anfänglichen Biegerisses hin zu einem schrägen Riss. Hierbei ist besonders der Zeitpunkt des Überganges und damit verbunden die Definition, wann eine schräge Rissentwicklung eine Schädigung bedeutet, von Interesse und wird nachfolgend genauer betrachtet.

5.2. Wann ist der Riss ein Riss – Die Vorankündigung als Frage des Betrachtungsmaßstabs

5.2.1. Phänomenologische Beschreibung der Rissentwicklung

Für die Bemessung werden die Materialeigenschaften des Betons in der Regel als die eines homogenen Werkstoffes idealisiert. Allerdings ist Beton ein stark heterogener Werkstoff und für das Verständnis des wirklichen Materialverhaltens bietet sich eher eine dreistufige Betrachtung und Modellierung an, wie es z. B. [Wittmann (1983)] vorschlug. Dabei wird auf der 1. Ebene (Mikroebene) die Kristallstruktur des Betons, auf der 2. Ebene (Mesoebene) die einzelnen Bestandteile des Betons wie Gesteinskörner und Zementleim, aber auch Poren und vorhandene Mikrorisse und auf der 3. Ebene (Makroebene) der Beton als homogenes und isotropes Material betrachtet (siehe Abbildung 5.1).

5. Experimentelle Bewertung des Tragzustandes bei Schubbeanspruchung

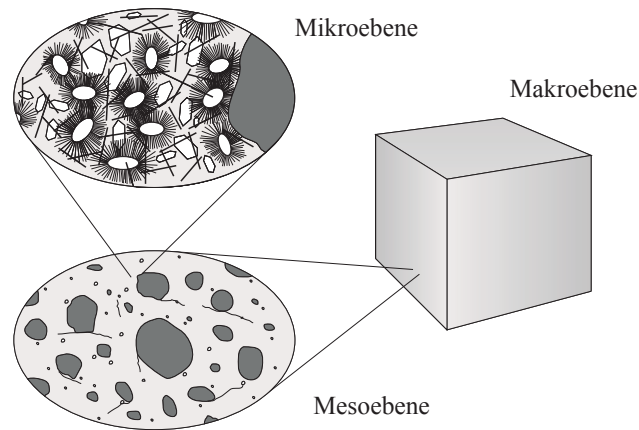


Abb. 5.1.: Modellvorstellung des Betons auf Mikro-, Meso- und Makroebene

Für die hier untersuchte Fragestellung ist vor allem das Tragverhalten unbewehrten Betons auf Zug und die damit verbundene Rissentstehung relevant, weshalb sich die nachfolgenden Ausführungen auf dieses beschränken. Für die Beschreibung der Rissentwicklung werden die Erkenntnisse aus einaxialen Zugversuchen an unbewehrten Betonkörpern verwendet.

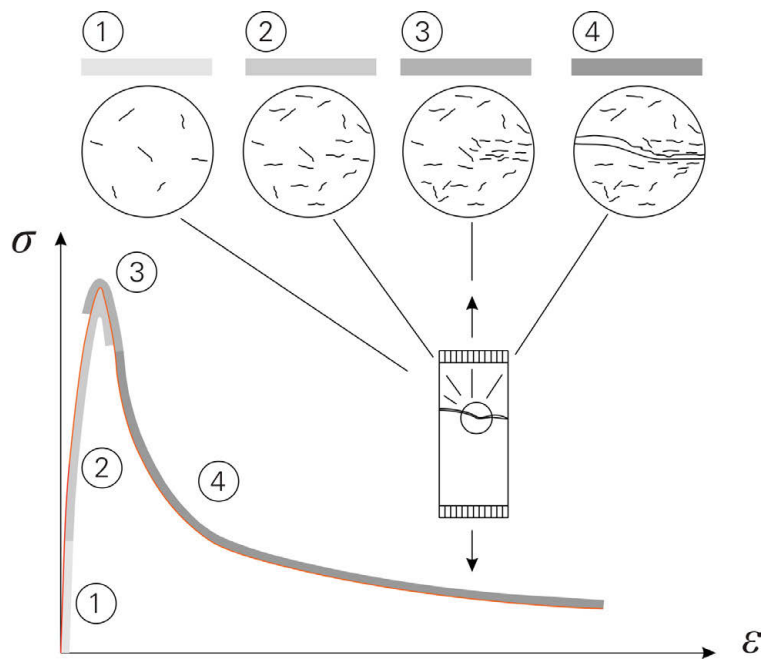


Abb. 5.2.: Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Beton unter Zug, nach [Schorn (1993)]

Nach [Schorn (1993)] kann das Tragverhalten eines zugbeanspruchten Betonkörpers in 4 Phasen eingeteilt werden (siehe Abbildung 5.2). Der Betonkörper besitzt bereits vor der Lastaufbringung infolge der Schwindprozesse und Eigenspannungen relativ gleichmäßig verteilte Mikrorisse (siehe Abbildung 5.1: Mesoebene). Diese Mikrorisse zeigen keinerlei eindeutige Orientierung oder Bereiche erhöhter Konzentration. Bei steigender Belastung verändert sich dies zunächst nicht, was durch den linearen Anstieg der Spannungs-Dehnung-Kurve zu erkennen ist und die [Schorn (1993)] als Phase 1 bezeichnet. Die zweite Phase ist gekennzeichnet durch eine weiterhin stochastisch gleichmäßige Verteilung von Mikrorissen, die aber infolge der äußeren Zugkraft nun eine einheitlichere Orientierung zeigen. Die steigende Mikrorissbildung leitet ohne deutlichen Übergang in die Phase 3 über, in der es zu einer verstärkten Konzentration der Mikrorisse in einem bestimmten Bereich des Körpers kommt. Dieser Bereich wird in der Literatur als Rissprozesszone oder auch als Rissband bezeichnet

[Heilmann u. a. (1969)]. [Otsuka u. Date (2000)] fanden heraus, dass die Größe der Rissprozesszone vor allem vom verwendeten Größtkorndurchmesser des Betons abhängt (siehe Abbildung 5.3). Aus experimentellen Untersuchungen kann die Breite dieser Prozesszone etwa zum dreifachen des Größtkorndurchmessers angegeben werden [Otsuka u. Date (2000)]. Auch [Bazant u. Kim (1984)] empfehlen diese Größe für die Rissprozesszone.

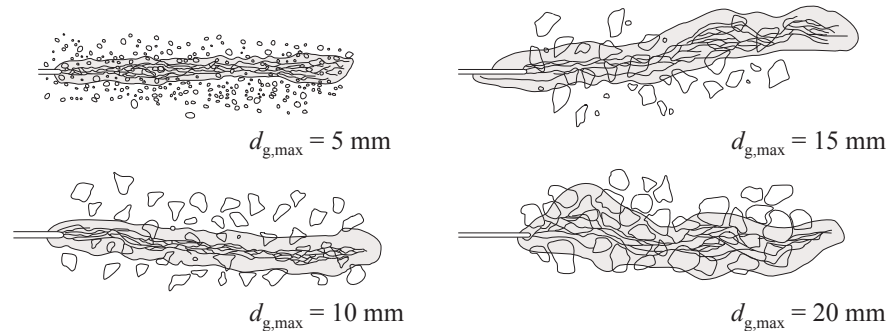


Abb. 5.3.: Größe der Rissprozesszone in Abhängigkeit der Größe der verwendeten Gesteinskörnung, nach [Otsuka u. Date (2000)]

Mikrorisse entstehen zunächst in den Grenzschichten zwischen Zementstein und Gesteinskorn und setzen sich erst dann durch die Matrix fort, da die Haftzugfestigkeit der Grenzschicht bei normalfestem Beton nur ca. 50 bis 60 % der Haftzugfestigkeit der Zementmatrix beträgt. Dies ist zum einen durch die erhöhte Wasseransammlung auf der Gesteinskornoberfläche und dem damit verbundenen erhöhten Porenvolumen und auf der anderen Seite durch die geringere Verzahnung zwischen der glatten Gesteinskornoberfläche und dem Zementstein begründet [Hsu u. a. (1963)].

Nach Erreichen der Zugfestigkeit (der maximal aufnehmbaren Spannung) setzt ein Bereich ausgeprägter Entfestigung ein. In dieser Phase konzentrieren sich die Mikrorisse in einem bestimmten Bereich, in dem somit auch eine Konzentration von Dehnungen auftritt (siehe Abbildung 5.4). Die konzentrierte Bildung und Akkumulation von Mikrorissen in einem lokal begrenzten Bereich führt zu einer Schwächung dieses Bereiches, so dass hier immer mehr Risse entstehen. Mit zunehmender Beanspruchung wird diese Zone immer kleiner, was dazu führt, dass andere Bereiche des Körpers entlastet werden und sich hier keine neuen Mikrorisse bilden können [Duda (1991)]. Diese lokale „Dehnung“ ist auch hinsichtlich der Skalierung der Ergebnisse problematisch, denn die messtechnisch wahrnehmbare Verschiebung (oder Dehnung) ist stark von der Messlänge und der Auflösung des Messwertaufnehmers abhängig. Je größer der gemessene Bereich um die Rissprozesszone herum, desto größer ist der Anteil der elastisch rückfedernden Dehnung der nicht an der Rissbildung beteiligten Bereiche des Betonkörpers [Curbach (1987)]. Wie [Gopalaratnam u. Shah (1985)] zeigten, beeinflusst die Messlänge auch die gemessene Last-Verformungs-Beziehung des Betonkörpers, denn je größer der Anteil der mitgemessenen elastischen Rückverformungen des intakten Betons, desto steiler verläuft der abfallende Ast. Für die Messung bis kurz vor Erreichen der maximalen Spannung ist die Messlänge dagegen nur von untergeordneter Bedeutung, da hier aufgrund des linearen Materialverhaltens nur geringe Abweichungen entstehen.

Auch nach Erreichen der Zugfestigkeit ist der Beton immer noch in der Lage, Zugspannungen über den Riss zu übertragen, da sich noch kein Trenn- oder Makroriss ausgebildet hat. Der erkennbare Makroriss bildet sich erst im abfallenden Ast der Phase 3 deutlich aus und die sich anschließende Phase 4 kennzeichnet die Rissöffnung. Auch [Duda (1991)] beschreibt einen ähnlichen Ablauf der Rissentstehung, obwohl er anstelle von Phasen drei charakteristische Punkte A bis C des Tragverhaltens für die Beschreibung verwendet (siehe Abbildung 5.4). Punkt A stellt den Zeitpunkt dar, an dem sich der lineare Spannungs-Dehnungs-Ast zu krümmen beginnt, also den Beginn der kon-

5. Experimentelle Bewertung des Tragzustandes bei Schubbeanspruchung

zentrierten Mikrorissentstehung, die sich bei Punkt B stark lokalisiert hat und somit eine erhöhte lokale Dehnung bedeutet. Punkt C beschreibt den Zustand der Ausbildung des Makrorisses und der sich anschließenden Rissöffnung.

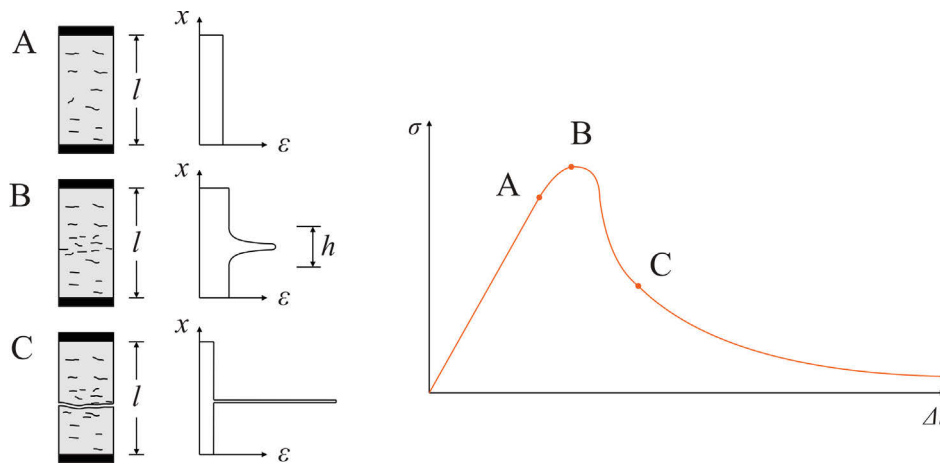


Abb. 5.4.: Rissbildungsprozesse und zugehöriges Last-Verformungs-Diagramm, nach [Duda (1991)]

Die genaue Angabe der Lage des Punktes A, nämlich dem Verlassen des Gültigkeitsbereiches linear-elastischer Verformungen, ist nur schwierig allgemeingültig möglich und so existieren in der Literatur unterschiedlichste Aussagen. [Hassanzadeh (1992)] definiert z. B. den Zeitpunkt der Mikrorissbildung bei Zugspannungen zwischen 50 bis 80 % der Zugfestigkeit, [Reinhardt u. a. (1986)] geben den Beginn des Abweichens von der Linearität mit 60 % der Zugfestigkeit an. Diese Unterschiede lassen sich vor allem durch die unterschiedlichen Versuchsdurchführungen (weg- bzw. kraftgesteuert) und Randbedingungen erklären. Auch die Angaben über den Verlauf des abfallenden Astes der Spannungs-Dehnung-Kurve schwanken stark, so dass hier kaum eindeutige Aussagen möglich sind (Messlängeneinfluss) und eher phänomenologische Beschreibungen erzielt werden. [Hordijk u. a. (1989)] unterteilen den abfallenden Ast der Spannungs-Rissöffnungs-Kurve sogar in zwei weitere Bereiche, einen ersten, der durch den starken Abfall der Spannung charakterisiert ist, weil sich hier verstärkt Mikrorisse bilden und zusammenwachsen und einen zweiten, langsamer abfallenden Bereich, wo hauptsächlich Rissreibungs- und Auszugsprozesse der Gesteinskörner aus dem Zementstein stattfinden, der eigentliche Makroriss also schon vorhanden ist. Diese Ausführungen machen klar, dass es ganz unterschiedliche Definitionsmöglichkeiten für den Zustand der Rissentstehung gibt, die Rissentstehung eher einen Prozess als einen Zustand darstellt und ganz klar die Mikrorissentwicklung und -akkumulation als der Beginn des Schädigungsprozesses der Rissbildung angesehen werden müssen.

Um die Frage des kritischen Zeitpunktes der Entstehung und Akkumulation von Mikrorissen genauer zu untersuchen, wertete [Lenkenhoff (1997)] Versuche an Betonzugkörpern mit Hilfe von lichtmikroskopischen Verfahren an Dünnschliffproben aus. Er berichtet, dass bei unbelasteten sowie bei Betonkörpern, die zum Zeitpunkt A (siehe Abbildung 5.4) entlastet worden sind, in den mikroskopischen Aufnahmen keine lastbedingten Risse erkennbar waren. Erst kurz vor dem Erreichen der Zugfestigkeit konnten bei starken Vergrößerungen Mikrorisse, vor allem in den Kontaktflächen zwischen Gesteinskörnern und Zementleim, beobachtet werden. [Lenkenhoff (1997)] gab den Bereich der abgeschlossenen Mikrorissbildung bei einer Messlänge von 38 mm zu 0,6 bis 0,8 ‰ Dehnung an.

Dass ein sich entwickelnder Makroriss noch nicht gleichbedeutend mit dem Erreichen der Tragfähigkeit ist, zeigten [Shah u. McGarry (1971)]. Sie beschrieben verschiedene Rissstopmechanismen, die das Wachstum des Makrorisses durch die Rissprozesszone behindern können. Trifft der sich entwickelnde Makroriss auf Poren oder Gesteinskörner, bedingt der Rissfortschritt eine weitere Ener-

giezufuhr, weshalb das Zugversagen von Beton eher als ein sukzessiver Bruchvorgang beschrieben werden kann. Auch stellten [Shah u. McGarry (1971)] in experimentellen Untersuchungen fest, dass die Größe der verwendeten Gesteinskörnung einen wesentlichen Einfluss auf das Last-Verformungs-Verhalten hat. Betonkörper mit kleinen Gesteinskörnern zeigen bis zur maximal aufnehmbaren Spannung einen eher linear-elastischen Verlauf und dann einen spröden Bruch, wobei Proben mit größeren Gesteinskörnern bereits weit vor Erreichen der Zugfestigkeit einen deutlich nicht-linearen Verlauf aufweisen. [Shah u. McGarry (1971)] begründen das mit der größeren Umlenkung und verstärkten Unterbrechung des Mikro- und Makrorisswachstums.

Dies macht deutlich, dass eine beginnende Mikrorissbildung noch keine Schädigung im Beton verursacht und erst ein gewisse Größenordnung und Konzentration an Mikrorissen zu einer Veränderung des Tragverhaltens und damit Schädigung führen. Ebenfalls kann geschlussfolgert werden, dass Beton trotz optisch erkennbarer Rissausbildung noch in der Lage ist, Zugspannungen über die Rissufer zu übertragen. Wie in Abbildung 5.5 gezeigt, ist die Rissprozesszone an der Spannungsübertragung beteiligt und erst ab einer bestimmten Rissöffnung ist diese Überbrückung der Rissufer nicht mehr möglich.

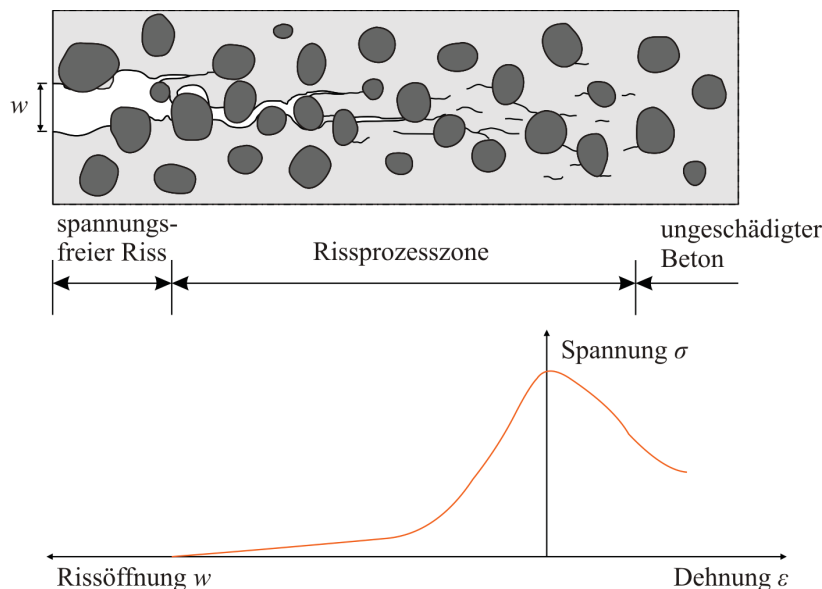


Abb. 5.5.: Übertragung von Zugspannungen im Bereich der Rissprozesszone, nach [Mechtcherine (2000)]

Nach [Reinhardt u. a. (1986)] ist in der Rissprozesszone eine Zugspannungsübertragung bis zu Rissbreiten von 0,16 mm möglich. [Grimm (1997)] gibt mit einer maximalen Rissöffnung von 0,15 mm, bis zu der eine Zugspannungsübertragung möglich ist, eine ähnliche Größe an. Allerdings müssen bei diesen absoluten Größenangaben die Größe der verwendeten Gesteinskörnungen und auch die verwendeten Messlängen berücksichtigt werden.

5.2.2. Entwicklung schräger Risse

Die in Abschnitt 5.2.1 vorgestellten Beschreibungen des Zugtragverhaltens und der Rissentstehung von Beton auf der Mikro- bzw. Mesoebene können, aufgrund der auf der Makroebene ähnlichen Versagensabläufe beim Schubversagen von Bauteilen ohne Schubbewehrung, hinsichtlich ihrer Phänomenologie auf diese übertragen werden. Entstehen im Schubbereich Biegerisse, wachsen diese zunächst entsprechend des Verlaufs der Hauptzugspannungstrajektorien senkrecht zur Bauteilachse nach oben. Anders als in Feldmitte verlaufen die Hauptspannungstrajektorien nicht parallel

5. Experimentelle Bewertung des Tragzustandes bei Schubbeanspruchung

sondern gekrümmt, weshalb die Risspitze ungefähr bei Erreichen der halben Balkenhöhe in Richtung der Hauptdruckspannungstrajektorien abgelenkt wird und gekrümmt weiter verläuft (siehe Abbildung 5.6).

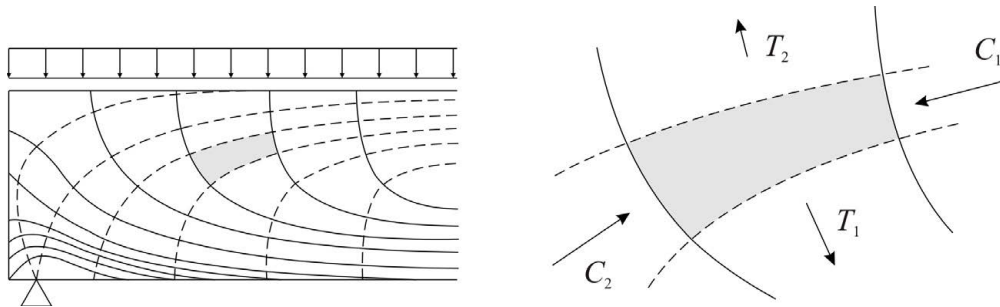


Abb. 5.6.: Trajektorienbild mit der Darstellung der kombinierten Druck-Zug-Beanspruchung im Steg von Stahlbetonbauteilen, nach [Kani u. a. (1979)]

Der Entstehungsort des kritischen Biegeschubrisses kann für Balken ohne Schubbewehrung aus den in der Literatur bekannten Versagensbildern abgeleitet werden. Eine Auswertung von insgesamt 171 in der Literatur angegebenen Riss- und Versagensbildern ergab, dass sich der zum Versagen führende Biegeschubriss im Bereich zwischen $0,25 \cdot a$ bis $0,70 \cdot a$ entwickelt (siehe Abbildung 5.7). Bei 157 Balken bildeten sich die Risse zwischen $0,3 \cdot a$ und $0,65 \cdot a$, nur neun Balken lagen oberhalb von $0,65 \cdot a$ und fünf unterhalb von $0,3 \cdot a$ [Holz (2014)]. Der Bereich in dem die Risse eine Neigung von 45° erreichen, lag in x-Richtung zwischen $0,25 \cdot a$ bis $0,73 \cdot a$ und in y-Richtung $0,13 \cdot d$ bis $0,56 \cdot d$.

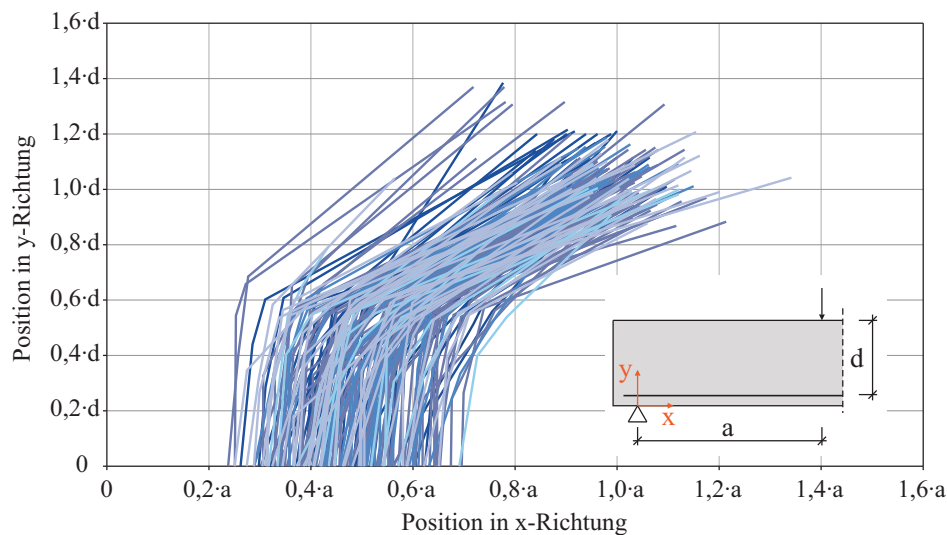


Abb. 5.7.: Darstellung der approximierten Verläufe der Schrägrissentwicklung von 171 analysierten Balken ohne Bügelbewehrung, nach [Holz (2014)]

Wie aus der Darstellung in Abbildung 5.6 zu erkennen ist, herrscht an der Risspitze des Biegeschubrisses im Schubfeld ein zweiaxialer Druck-Zug-Spannungszustand. Der Beanspruchungszustand an der Risspitze wurde von [Reineck (1990)] näher untersucht, um die Einspannung der Betonzähne beschreiben zu können. In seinem Zahn-Modell spricht [Reineck (1990)] vor allem der Rissreibung in den unteren Balkenbereichen mit größeren Rissöffnungen einen erheblichen Anteil des Schubabtrages zu. An der Risspitze ist die Rissuferverschiebung dagegen zu gering, um Gleitreibungseffekte zu bewirken, da hier die Rissbreiten nicht groß genug sind. Die Beanspruchung an der Risspitze

beschreibt [Reineck (1990)] wie in Abbildung 5.8 dargestellt. Danach ist der obere Bereich des in die Druckzone wachsenden Risses A1-R-D durch einen kombinierten Lastabtrag aus Rissreibung und Zugspannungen in der Rissprozesszone charakterisiert. Die in diesem Bereich übertragenen Zugspannungen verstärken die Einspannung der Betonzähne, die [Reineck (1990)] in seinem Modell aber auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

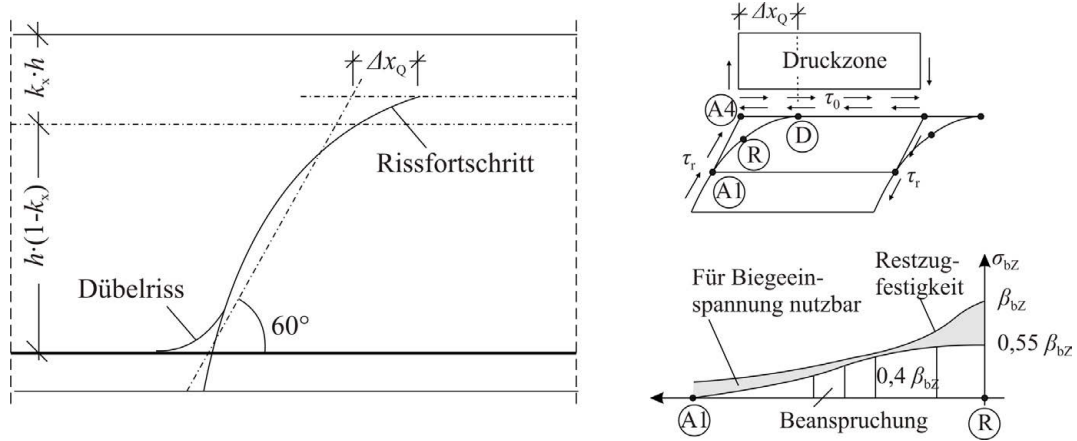


Abb. 5.8.: Zugspannungsübertragung in der Rissprozesszone bei schrägen Rissen, nach [Reineck (1990)]

[Zink (2000)] zweifelt die Bedeutung der Rissreibung am Lastabtrag an und weist dagegen der Beteiligung der Rissprozesszone eine größere Bedeutung für den Schubabtrag zu. Er verwendet die Beschreibung der Rissprozesszone nach [Hillerborg u. a. (1976)] mit einer Länge von $0,3$ bis $0,5 \cdot l_{ch}$ und eine idealisierte Beschreibung des Rissverlaufs, um die Kraft bestimmen zu können, die durch die Zugspannungen in der Rissprozesszone übertragen werden kann. Für kleinere Bauteile ist nach [Zink (2000)] der durch diese Zugspannungsübertragung aufnehmbare Anteil der Gesamtbruchkraft größer als für größere Bauteile. Zusätzlich schwächen Sammelrisse bei großen Balken den Traganteil der Rissprozesszone (siehe Abbildung 5.9).

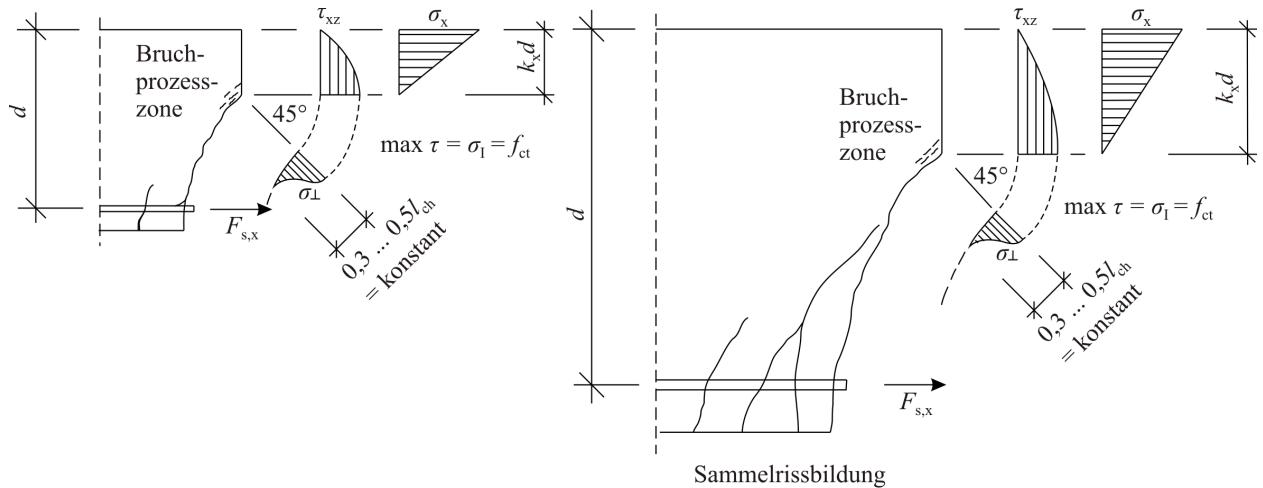


Abb. 5.9.: Beteiligung der Riss- bzw. Bruchprozesszone am Lastabtrag bei Schrägrissen für kleine (links) und große (rechts) Querschnittshöhen, nach [Zink (2000)]

Anders als bei einachsiger Beanspruchung kann in der Rissprozesszone des Biegeschubrisses aufgrund der zweiaxialen Beanspruchung aber nicht die volle Zugfestigkeit für die Spannungsübertragung angesetzt werden. Wie [Kupfer (1973)] in seinen Untersuchungen zum Tragverhalten von Beton unter mehraxialer Beanspruchung zeigte, führt die kombinierte Beanspruchung des Betons

5. Experimentelle Bewertung des Tragzustandes bei Schubbeanspruchung

unter Druck und Zug zu einer reduzierten Zugtragfähigkeit. Wie in Abbildung 5.10 links dargestellt, herrscht in der Druckzone (Punkt 1) ein annähernd reiner Druckspannungszustand und an der Balkenunterseite (Punkt 3) im Schubfeld ein näherungsweise reiner Zugspannungszustand. Die dazwischen liegenden Spannungszustände sind nicht eindeutig aus dem Verlauf der Hauptspannungstrajektorien bestimmbar, liegen aber zwischen den beiden Grenz-Spannungszuständen. Daraus ergibt sich entsprechend eine geringere Zugtragfähigkeit als die einachsige Zugfestigkeit (siehe Abbildung 5.10 rechts).

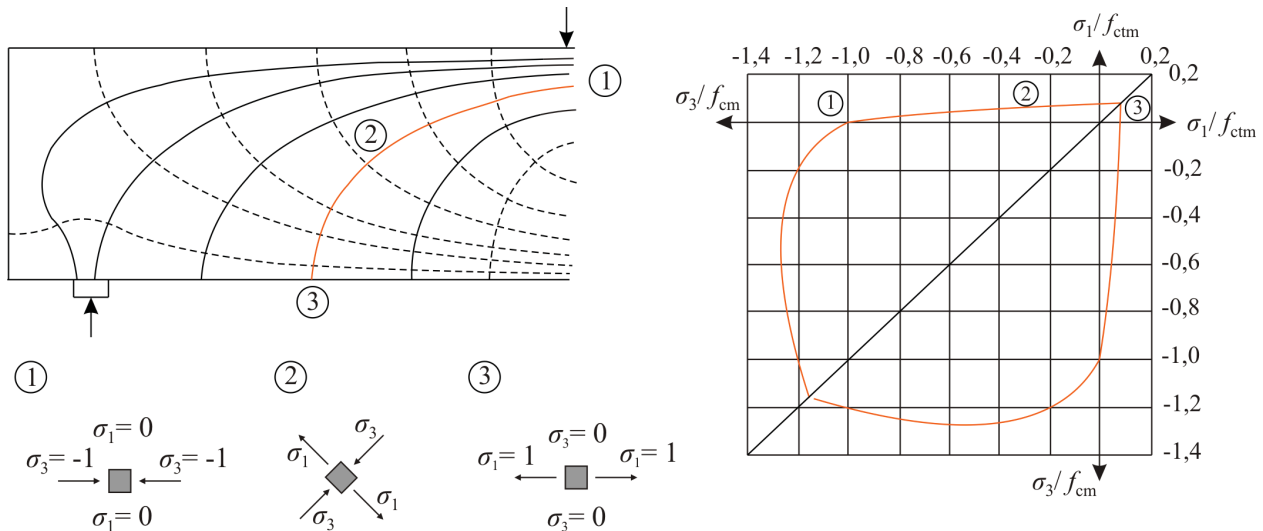


Abb. 5.10.: links: Darstellung des veränderlichen Spannungszustandes entlang der Druckspannungstrajektorien, rechts: Grenzfläche der zweiaxialen Festigkeit, nach [Kupfer (1973)]

Ebenfalls erkennbar ist, dass mit flacher werdendem Riss das Verhältnis von Druck- zu Zugspannung zunimmt und somit die Zugtragfähigkeit abnimmt. Dies bestätigt das in den Versuchen beobachtete instabile Risswachstum, wenn die Rissneigung kleiner als 45° wird, da ab diesem Zeitpunkt keine Bewehrung mehr vorhanden ist, die geometrisch in der Lage ist, die durch die Rissbildung freiwerdenden Kräfte aufzunehmen. Bei sehr flacher Rissneigung wird die Rissspitze durch die Druckstrebe bzw. Druckzone parallel zur Risskante stark beansprucht und die senkrecht wirkenden Spaltzugspannungen begünstigen den instabilen Rissfortschritt bzw. das Durchschlagen des Risses unter die Last und das damit verbundene Ausknicken der Druckzone.

Für die Rissentwicklung und vor allem für das instabile Risswachstum hat die Schubschlankheit eine große Bedeutung, da bei größerem a (Abstand zwischen Last und Auflager) die Trajektorien in einem größeren Bereich flacher verlaufen und eine horizontale Rissfortsetzung den Balken trennt. Damit sind eine direkte Abstützung bzw. eine Bogenwirkung und damit eine Laststeigerung nach der Schrägrissentwicklung nur schwierig möglich. Die Druckzone knickt aus, da die Umlenkkräfte, die nötig sind, um die Druckstrebe ins Auflager zu führen, vom Beton allein nicht aufgenommen werden können (Exzentrizität, siehe Abbildung 5.11). Kani erklärte diese Zusammenhänge mit seinem Modell der Tragfähigkeit des verbleibenden Bogens (*remaining arch*), der in Abhängigkeit der Schubschlankheit und damit der Exzentrizität e eine Umlagerung und Laststeigerung nach Biegeschubrissbildung möglich macht [Kani u. a. (1979)]. Je größer die Exzentrizität zwischen Bogen (Druckstrebe) und Wirkungslinie, desto größer wird die Zugkraft, die benötigt wird, um diesen zurückzuhängen und am Ausknicken zu behindern. Geringe Exzentrizitäten können durch die Zugtragfähigkeit des Betons aufgenommen werden, größere nur über entsprechend angeordnete Schubbewehrung. Die exzentrische Beanspruchung der gekrümmten Druckstrebe bewirkt zusätzlich eine Ablösung des Betons von der Längsbewehrung und die Bildung von Dübelanrissen, da hier

die Verbundfläche und damit übertragbare Kraft am geringsten ist [Baumann u. Rüsch (1970)]. Im Versagensfall kann die Lösung des Betonbogens von der Längsbewehrung bis zur Endverankerung durchlaufen.

Kann die Last nicht bis zum Auflager geführt werden, versucht sich die Druckstrebe auf der Längsbewehrung vor dem Biegeschubriss abzusetzen. Dabei wird die Last über die Biegung der Längsbewehrung (Dübeltragwirkung) zum Auflager geführt. Dies bedingt ebenfalls eine Dübelrissentwicklung, ein Ablösen der Längsbewehrung und schließlich den Bruch des Trägers. Bei kürzeren Schubslankheiten kann die Last über eine direkte Abstützung ins Auflager geführt werden und somit die Last auch nach der Rissbildung gesteigert werden.

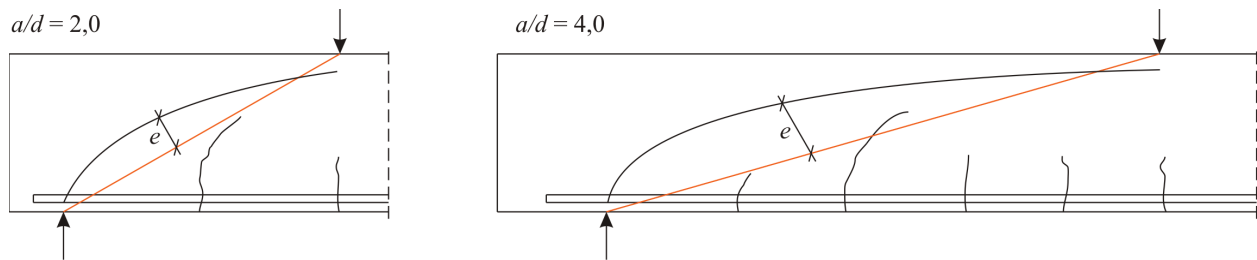


Abb. 5.11.: Verläufe der gekrümmten Druckstreben und deren Exzentrizität zur Wirkungslinie der Kraft bei unterschiedlichen Schubslankheiten

Aus diesen Überlegungen kann abgeleitet werden, dass die Definition des kritischen Tragzustandes eines schubbeanspruchten Stahlbetonbauteiles stark von der vorhandenen Schubbewehrung abhängt. Unabhängig von der Bewehrung ist allerdings, dass die Schädigung infolge Schub durch die schräge Rissentwicklung charakterisiert ist. Die Schädigung kann hinsichtlich ihres Einflusses auf das Tragverhalten des Bauteils in eine lokale Schädigung und eine globale Schädigung unterschieden werden. Der Zustand der lokalen Schädigung wird durch

- die Entwicklung von schrägen Rissen mit Neigungen zwischen 60° und 45° gegenüber der Längsachse des Balkens,
- die Entwicklung von schrägen Rissen, die die Wirkungslinie zwischen Last und Lager schneiden bzw. die über die halbe Balkenhöhe hinaus und höher als die Biegerisse gewachsen sind, oder
- die Entwicklung von Dübelanrissen

charakterisiert. Die globale Schädigung beschreibt den Zustand, bei dem die Schrägrissentwicklung nicht nur lokale Strukturveränderungen erzeugt, sondern auch das globale Tragverhalten beeinflusst. Dieser Zustand ist für Bauteile ohne Schubbewehrung dadurch charakterisiert, dass die Rissneigung gegenüber der Balkenlängsachse $< 45^\circ$ wird.

Für die Bewertung der Vorankündigung des Biegeschubversagens von Bauteilen ohne Schubbewehrung ist demnach ausschließlich die Rissentwicklung das zu beurteilende Kriterium und der Übergang vom stabilen zum instabilen Risswachstum stellt eine irreversible Schädigung dar. Für Bauteile ohne eine Schubbewehrung bedeutet die lokale Schädigung in den meisten Fällen auch das Erreichen der globalen Schädigung. Eine mögliche Laststeigerung nach diesem Zeitpunkt ist somit ein Maß für die Duktilität bzw. den Sicherheitsabstand zwischen der erreichten Last und der Bruchlast.

Für Bauteile mit Schubbewehrung gelten prinzipiell die gleichen Definitionen von lokaler und globaler Schädigung, nur dass bei diesen aufgrund der vorhandenen Bewehrung, welche die im Riss freiwerdenden Kräfte aufnehmen kann, nach der einsetzenden lokalen Schädigung eine deutliche

5. Experimentelle Bewertung des Tragzustandes bei Schubbeanspruchung

Laststeigerung möglich ist und das Eintreten der globalen Schubschädigung nicht zwingend, sondern abhängig von der vorhandenen Schubbewehrungsmenge ist. D. h., dass ein Bauteil mit einer ausreichenden Schubbewehrung keine Abweichung des Tragverhaltens von der Biegetheorie des gerissenen Stahlbetonbalkens zeigen muss, sondern seine volle Biegetragfähigkeit erreicht und infolge des Fließens der Längsbewehrung versagt.

Für Bauteile mit geringer Schubbewehrung ist das Erreichen der vollen Biegetragfähigkeit nicht immer gesichert, doch ist die Laststeigerungsmöglichkeit nach Schräggrissausbildung, also das Maß der Duktilität bzw. der Vorankündigung des Versagens, deutlich erhöht. Der Zustand der lokalen Schädigung, also die schräge Rissentstehung, ist unabhängig davon, ob eine Schubbewehrung vorhanden ist bzw. wie stark diese ausgebildet ist. Auch wenn bei schubbewehrten Bauteilen ein sprödes, plötzliches Versagen ausgeschlossen werden kann, stellt sich die Frage, wie der Tragzustand hinsichtlich einer noch zulässigen Schädigung, die die spätere Nutzung nicht beeinträchtigt, beurteilt werden kann. Die Definition des Erreichens der Versuchsgrenzlast nach den gleichen Kriterien wie für Balken ohne Schubbewehrung würde zu einer deutlichen Unterschätzung der wirklichen Tragfähigkeit führen und widerspräche dem Ziel der experimentellen Untersuchung sowie dem Wissen und den Erkenntnissen aus über 100 Jahren Schubuntersuchungen. Besitzen Stahlbetonbauteile auch nur eine geringe Menge an Schubbewehrung, können für die Bewertung der Schubtragsicherheit die im Stahl- und Spannbetonbau bekannten Verformungsgrenzwerte angewendet werden. Dazu zählen für die Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit vor allem Rissbreiten und die Begrenzung übermäßiger Durchbiegungen und für die Tragfähigkeit vor allem eine Begrenzung der Materialbeanspruchung. Die Eignung und Anwendung solcher Bewertungskriterien als Versuchsgrenzlastkriterien soll nachfolgend genauer diskutiert werden.

Die Begrenzung der Rissbreite erfolgt heute hauptsächlich durch konstruktive Regelungen zu Mindestbewehrungsmengen und Stababständen oder der Nachweis erfolgt durch die direkte Berechnung entweder einer „*charakteristischen oder maximalen Rissbreite*“ [Eckfeldt (2005)]. Für schräge Risse gaben [Rehm u. a. (1978)] bzw. [Rehm u. a. (1983)] eine Gleichung an, mit der die Rissbreite schräger Risse u. a. in Abhängigkeit der Bewehrungsmenge und der Stababstände der Schubbewehrung bestimmt werden kann. Diese Gleichung bildete die Grundlage zur Bestimmung der konstruktiven Regelungen zu maximal zulässigen Stababständen der damaligen DIN 1045. Als berechnete Schubrissbreite war die Rissbreite auf halber Balkenhöhe definiert. Die Gleichung berücksichtigte auch Rissbreitenvergrößerungen infolge wiederholter Belastungen. Andere Forscher [Hassan u. a. (1991)] entwickelten ebenfalls Berechnungsvorschriften für Schräggrissbreiten. Zunächst erscheint der Gedanke, für das jeweils zu untersuchende Bauteil eine zulässige Schräggrissbreite in Abhängigkeit der vorhandenen Schubbewehrung berechnen zu können, eine geeignete Möglichkeit zur Festlegung eines Grenzkriteriums. Allerdings sind diese Formeln empirisch gebildete und an bestimmten Versuchen kalibrierte Beziehungen, die keine Allgemeingültigkeit besitzen und für eine experimentelle Bewertung nur schwer anwendbar sind. Auch geben die Autoren selbst die Genauigkeit ihrer Rechenergebnisse mit einem Variationskoeffizienten von ca. 50 % an, weshalb dieser stärkere Rechenaufwand für die Bestimmung einer nur ungenauen Rissbreitenangabe nicht zielführend ist.

Einfachere und bewährtere Beurteilungskriterien für die Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit scheinen die in [DIN EN 1992-1-1 (2011)] gegebenen Rissbreitenbegrenzungen. Aber auch hier bleibt ein Problem bestehen, das näher betrachtet werden soll, nämlich die Bestimmung der Rissbreite am Bauteil. Biegeschubrisse verlaufen, wie beschrieben, zunächst senkrecht zur Bauteilachse und beginnen sich ungefähr auf halber Balkenhöhe in Richtung der Lasteinleitung zu krümmen. Diese Rissgeometrie erschwert die Bestimmung „*der wahren vorhandenen Rissbreite*“ während des Versuches zusätzlich. Die Probleme der Rissbreitenbestimmung und des Vergleichs gemessener Rissbreiten mit rechnerisch bestimmten wurde z. B. von [Eckfeldt (2005)] diskutiert. Danach sind für

die Beurteilung, ob eine Rissbreite kritisch ist oder nicht, eher mittlere Rissbreiten zu verwenden, Einzelwertüberschreitungen durchaus zulässig und nicht gefährlich. Zur Bestimmung der mittleren Rissbreite schlägt [Eckfeldt (2003)] vor, die ungenaue und fehlerbehaftete händische Messung mit Risslupen (Abweichung $\pm 0,05$ mm) durch eine photogrammetrische Analyse zu ersetzen, bei der die Pixel des Bildes abhängig von ihren Graustufenwerten als Riss oder nicht als Riss bewertet und anschließend ausgemessen werden. Die so erhaltene Gesamtrissfläche kann durch die Risslänge geteilt werden und ergibt die mittlere Rissbreite.

Um eine intolerable Schädigung des Bauteils im Versuch sicher zu vermeiden, muss neben der Schubrissbreite vor allem eine Überbeanspruchung der vorhandenen Bügelbewehrung ausgeschlossen werden. Hierfür ist in der aktuellen Fassung der Richtlinie für Belastungsversuche [DAfStb (2000)] ein Dehnungs- bzw. Spannungskriterium angegeben, dass während des Versuches nicht überschritten werden darf (siehe Abschnitt 2.3). Allerdings ist die praktische Anwendung dieser Kriterien unter Praxisbedingungen nicht möglich, da erstens eine Bestimmung der vor Versuchsbeginn vorhandenen Stahldehnung bzw. -spannung i. A. nicht zerstörungsfrei möglich ist und zweitens eine Messung der im Versuch vorhandenen absoluten Dehnung bzw. Spannung, aufgrund der Zufälligkeit der Rissbildung und der Mitwirkung des Betons im Messbereich, nur zufällig genaue Absolutwerte ermitteln lässt.

Trotzdem ist eine Messung der Verformungen im bzw. über den Riss sinnvoll, da durch die Be- und Entlastungen Informationen über die Dehnungsentwicklung erhalten werden können, die unabhängig vom Vordehnungsniveau der Schubbewehrung sind. Nichtlineare Verformungszunahmen und bleibende Verformungen dieser Rissöffnungsmessung zeigen plastische Verformungen in der Bewehrung und kündigen den Grenzzustand der Tragfähigkeit an, weshalb hier das Erreichen der Versuchsgrenzlast von bügelbewehrten Stahlbetonbauteilen definiert werden muss. Die wahre Tragfähigkeit des Bauteils ist damit aber noch nicht erreicht, da der Stahl eine Verfestigung und i. A. ein ausgeprägt plastisches Verformungsvermögen besitzt. Somit basiert die Bestimmung der Versuchsgrenzlast nicht auf einem absoluten Dehnungswert, sondern auf der Beurteilung der relativen Entwicklung der Verformung des Bewehrungsstahls.

Prinzipiell kann damit auch die Frage der Beurteilung der Rissbreitenbegrenzung beantwortet werden. Wird der Versuch bei den ersten Anzeichen, dass die Schubbewehrung den linear-elastischen Dehnungsbereich verlässt, abgebrochen, sind nur geringe plastische Dehnungen und damit plastische Rissöffnungsanteile in der vorhandenen Rissbreite enthalten. Nach Entlastung schließt sich der Riss um alle elastischen Rissöffnungsanteile und nur die geringen plastischen Rissöffnungsanteile bestimmen die dann vorhandene Rissbreite. Dies sollte in den meisten Fällen auch die Rissbreitenbegrenzungen der Norm erfüllen. Fälle, in denen die mittlere vorhandene Rissbreite unter Gebrauchslastniveau die zulässigen Rissbreiten überschreitet, bedeuten nicht gleichsam eine Einschränkung der Dauerhaftigkeit des Bauwerks während seiner zukünftigen Nutzung, sondern müssen durch den Ingenieur in Abhängigkeit der für dieses Bauteil realistischen Korrosionsgefährdung beurteilt werden. Dabei sind z. B. für Innenbauteile i. d. R. auch Rissbreiten bis 0,5 mm als unkritisch zu beurteilen [Schießl u. Wölfel (1986)].

5.3. Entwicklung von Versuchsgrenzlastindikatoren

Aus diesen beschriebenen Überlegungen zur schrägen Rissentwicklung und deren Einfluss auf den Tragzustand eines Stahlbetonbalkens mit oder ohne Schubbewehrung können Versuchsgrenzlastindikatoren abgeleitet werden, die Spezifika der Einwirkungs-Reaktions-Zusammenhänge darstellen und es erlauben, kritische Tragzustände während eines Belastungsversuches messtechnisch zu erfassen und zu bewerten. Entscheidend für die frühzeitige Erkennung, also die Wahrnehmung von

5. Experimentelle Bewertung des Tragzustandes bei Schubbeanspruchung

beginnenden Schädigungen, ist die richtige Auswahl und Applikation der Messtechnik und eine ausreichende Auflösung der Messergebnisse in Zeit und Raum. Auch muss beachtet werden, dass die messtechnisch erfasste Schädigung tatsächlich der Schubbeanspruchung zugeordnet werden kann. Dies ist gerade aufgrund der vermischten Versagensprozesse beim Biegeschubversagen nicht immer eindeutig, da sich der riss- bzw. schädigungsaktive Bereich des Bauteils mit steigender Beanspruchung vom Biege- in den Schubbereich, aber auch wieder zurück, verlagern kann. Gerade bei Bauteilen mit Bügelbewehrung können große klaffende Schubrisse auftreten, das Versagen aber schließlich doch in Feldmitte durch Erreichen der Streckgrenze der Längsbewehrung eintreten.

In Tabelle 5.1 sind die aus den Versuchsbeobachtungen und der Analyse des Versagensablaufes abgeleiteten Indikatoren zusammengestellt, mit denen der Tragzustand eines schubbeanspruchten Stahlbetonbauteils mit bzw. ohne Schubbewehrung beurteilt werden kann. Diese Indikatoren wurden in den in Abschnitt 6 vorgestellten Versuchen auf ihre Anwendbarkeit im Versuch geprüft und bei entsprechender Eignung zu Kriterien weiterentwickelt, die eine sichere Bestimmung der Versuchsgrenzlaster ermöglichen (siehe Abschnitt 7.3).

Tab. 5.1.: Mögliche Indikatoren zur Beurteilung des Tragzustandes eines schubbeanspruchten Stahlbetonbauteiles

Indikator	Erläuterung	Messtechnische Erfassung
Verlagerung der Rissaktivität	Die Verlagerung der Rissaktivität in die Schubfelder und hin zu den Auflagern ist die Voraussetzung für die Biegeschubrissentwicklung. Als kritischer Zustand muss aber vor allem der Stopp des Biegerisswachstums und die damit verbundene Zunahme der Rissentwicklung in den Schubfeldern angesehen werden.	Neigungssensoren (abschnittsweise Krümmung), Schallemissionsanalyse, Photogrammetrie
Verlauf schräger Risse	Die schräge Entwicklung eines Biegerisses im Schubfeld stellt noch keine kritische Schädigung des Bauteiles dar. Erst wenn die Neigung der Rissspitze 45° erreicht, kann die im Riss freiwerdende Kraft nur noch zu einem kleinen Teil von der Längsbewehrung aufgenommen werden. Wenn keine Schubbewehrung vorhanden ist, ist die Tragfähigkeit des Bauteils damit fast erreicht. Diese kritische Schrägentwicklung des Risses setzt i. d. R. ein, wenn der Biegeriss die halbe Balkenhöhe erreicht hat. Schneidet der Biegeschubriss die sich zwischen Last und Lager ausbildende Druckstrebe, ist eine direkte Abstützung nur möglich, wenn die Umlenkkraft aus der Exzentrizität des Verlaufes des Druckbogens bzw. der Druckstrebe durch den Beton oder vorhandene Schubbewehrung aufgenommen werden kann.	Photogrammetrie, optische Beobachtung der Rissentwicklung
Vertikalverformung	Die Messung der vertikalen Verformung im Schubfeld ermöglicht die Detektion von Rissentwicklungen mit Verformungsanteilen kleiner 90° zur Bauteillängsachse und damit beginnende Schrägrissentwicklungen, wenn der sich entwickelnde Riss im Messbereich des IWA liegt.	Induktive Wegaufnehmer

Diagonalverformung	Die Verformungsmessung senkrecht zur wahrscheinlichen Schrägrissentwicklung erlaubt die frühe Detektion beginnender Schrägrissentwicklungen, wenn der sich entwickelnde Riss im Messbereich des IWA liegt. Es muss beachtet werden, dass auch Anteile der Biegerissentwicklung mit erfasst werden, weshalb die Bewertung der Diagonalverformungsmessung hinsichtlich einer Schrägrissbildung nicht allgemeingültig ist.	Induktive Wegaufnehmer
Abweichung vom Biegetragzustand	Schubversagen ist gekennzeichnet durch das Nicht-Erreichen der Biegetragfähigkeit, die Dehnung der Längsbewehrung bleibt unterhalb der Fließdehnung. Dieses steife Bauteilverhalten lässt sich aus den Last-Durchbiegungsverläufen erkennen, da der Übergang in den Zustand II mit einer nur geringen Steifigkeitsabnahme verbunden ist. Ein weiterer Indikator für die Abweichung vom Biegetragverhalten ist die Abnahme der Betondehnungen über den Schubfeldern bei zunehmender Belastung. Diese Veränderung im Tragverhalten muss sich einstellen, da schräge Risse die schubsteife Verbindung von Druck- und Zugzone lösen. Diese Veränderung des Tragzustandes bedeutet für Bauteile ohne Schubbewehrung bereits das Erreichen einer globalen Schädigung.	Mittendurchbiegung, Dehnung in der Druckzone über den Schubfeldern
Dübelanriss	Kann die Last aufgrund der Rissentwicklung im Schubfeld nicht mehr direkt ins Auflager abgetragen werden, bilden sich eine oder mehrere Druckstreben aus, die sich auf die Längsbewehrung abstützen und die Last über Biegung ins Auflager zurückhängen, was bei stärkerer Beanspruchung zu Verbundrissen und schließlich einer Verankerungslösung führt.	SEA, Photogrammetrie
Schubrissbreiten, Bügeldehnung	Für bügelbewehrte Balken ist die Einhaltung maximaler mittlerer Rissbreiten und der Beginn nicht-linearer Verformungen der Bügelbewehrung ein geeignetes Kriterium.	Photogrammetrie, Risslineal oder -lupe, Induktive Wegaufnehmer

5. Experimentelle Bewertung des Tragzustandes bei Schubbeanspruchung

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

6.1. Versuchsplanung und -ziel

Um die in Abschnitt 5 dargelegten theoretischen Untersuchungen zur Beurteilung des Tragverhaltens hinsichtlich ihrer praktischen Eignung zu untersuchen und geeignete Indikatoren und Kriterien zur Detektion der Versuchsgrenzlaster abzuleiten, wurden experimentelle Untersuchungen an Stahlbetonbalken ohne und mit unterschiedlich starker Bügelbewehrung durchgeführt. Obwohl in der Praxis i. A. keine Balken ohne Schubbewehrung existieren, wurden die Versuche an Balken durchgeführt, da hier aufgrund der fehlenden Umlagerungsmöglichkeiten ein spröderes Versagen zu erwarten ist und Balken für die messtechnische Erfassung der beginnenden Schädigungsprozesse vorteilhafter sind. Entsprechend der Aufgabenstellung der experimentellen Tragsicherheitsbewertung bei Schubbeanspruchung muss die Schädigung auf einem so geringen Niveau detektiert werden, dass die zukünftige Nutzungs- und Tragsicherheit nicht beeinträchtigt sind.

Es wurden drei verschiedene Serien mit insgesamt 11 Stahlbetonbalken untersucht: Balkenserie BO ohne Bügelbewehrung, Balkenserie BQ mit schwacher Bügelbewehrung (mit $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$: $\rho_{w,vorh} = 0,098 \% < \rho_{w,min} = 0,112 \%$) und Balkenserie BS mit normaler Bügelbewehrung (mit $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$: $\rho_{w,vorh} = 0,265 \% > \rho_{w,min} = 0,083 \%$). Die unterschiedlich großen Mindestbügelbewehrungsgrade ergeben sich infolge der unterschiedlichen Betonfestigkeiten [DIN EN 1992-1-1 (2011)]. Die Balken wurden mit kritischen Schubslankheiten zwischen 3,0 und 5,2 untersucht, um die Schädigungs- und Versagensprozesse für diesen Bereich der Schubslankheiten vergleichen und evtl. Unterschiede im Versagensablauf feststellen zu können. Tabelle 6.1 gibt einen Überblick über die untersuchten Balken und deren geometrische sowie mechanische Eigenschaften.

Tab. 6.1.: Übersicht über die durchgeführten Versuche

Serie	Bez.	a/d	a [cm]	$l \cdot b \cdot h$ [cm ³]	ρ_l	ρ_{sw}	$f_{cm,28,cube}$ [N/mm ²]	$f_{cm,t,cube}^1$ [N/mm ²]
BO	BO01	3,0	80	210 x 20 x 30	4Ø16	0	47,18	42,97
	BO02	3,5	95	240 x 20 x 30				
	BO03	4,1	110	270 x 20 x 30				
	BO04	5,2	140	330 x 20 x 30				
BQ	BQ01	3,0	80	210 x 20 x 30	4Ø16	Ø5-20	57,02	64,29
	BQ02	3,5	95	240 x 20 x 30				
	BQ03	4,1	110	270 x 20 x 30				
	BQ04	5,2	140	330 x 20 x 30				
BS	BS01	2,5	67,5	185 x 20 x 30	4Ø16	Ø8-20	47,18	42,97
	BS02	3,0	80	210 x 20 x 30				
	BS03	3,5	95	240 x 20 x 30				

Die Balken aller Serien besaßen die gleiche Längsbewehrung von 4 Ø 16 B 500 (gerippt) und somit eine gleich große Biegetragfähigkeit. Die Längsbewehrung wurde so gewählt, dass für die Balken

¹t am Tag der Prüfung, Serien BO und BS nach 48 Tagen, Serie BQ nach 70 Tagen

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

ohne Bügelbewehrung ein Versagen auf Schub sicher maßgebend und die Biegetragfähigkeit nicht erreicht wurde.

Für die Balken der Serien BQ und BS wurde eine Bügelbewehrung angeordnet, mit der die Schubtragfähigkeit und die Duktilität des Versagens erhöht werden sollte. Die Balken der Serie BS wurden mit Bügeln $\varnothing 8$ mm und die der Serie BQ mit Bügeln $\varnothing 5$ mm ausgeführt. Der Bügelabstand wurde in beiden Serien entsprechend des maximal zulässigen Bügelabstandes $s = 20$ cm nach [DIN EN 1992-1-1 (2011)] gewählt. Die Bügel $\varnothing 8$ mm waren aus Betonstahl B 500 (gerippt) und für die Bügel der schwach bewehrten Balken wurde Rollendraht $\varnothing 5$ mm (B 500, gerippt) verwendet, da es aufgrund der Vorgabe des maximalen Stababstandes keine Möglichkeit gab, mit handelsüblichen Stabstahldurchmessern unterhalb des Mindestquerkraftbewehrungsgrades zu bleiben. Die Bewehrungsanordnung der Balken ist in Abbildung 6.1 dargestellt.

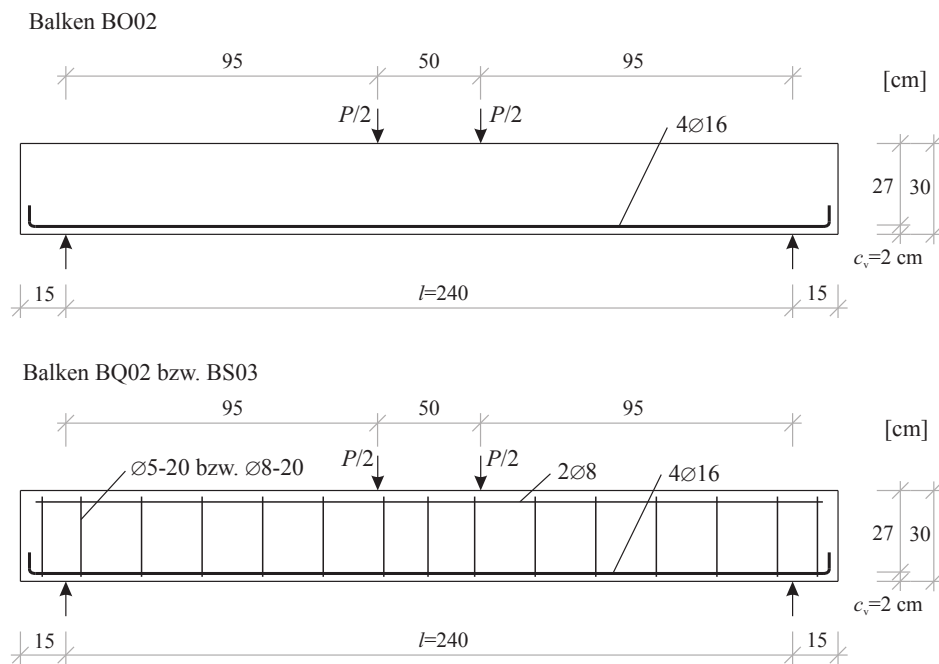


Abb. 6.1.: exemplarische Darstellung der Bewehrungsführung für die Balken BO02, BQ02 bzw. BS03

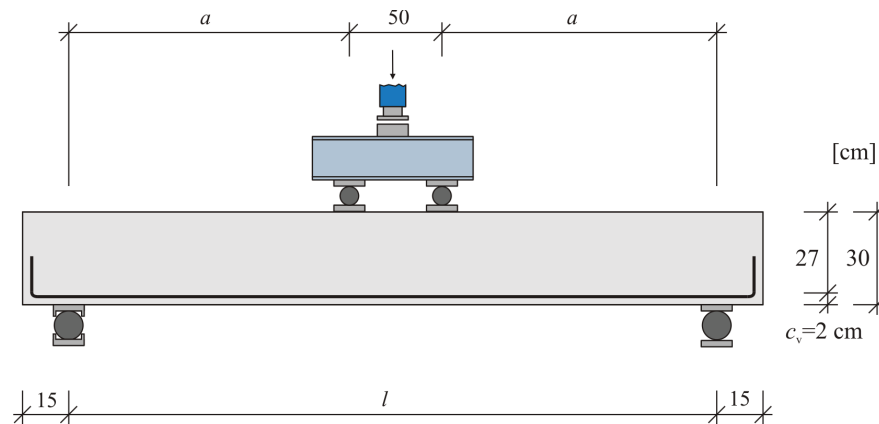
Der Beton wurde als Transportbeton von der Holcim Beton und Zuschlagstoffe GmbH aus Sehnde-Höver geliefert. Die Zielfestigkeitsklasse des Betons war C30/37 mit Größtkorn 16 mm und einem Zement CEM III/A 42,5 N Holcim Höver und. Als Zusatzmittel war BV 18 BASF Liquol enthalten. Die Balken der Serie BO und BS wurden im Juni 2012 hergestellt und stammen aus der gleichen Betonlieferung, die Balken der Serie BQ wurden im November 2012 aus einer separaten Lieferung hergestellt. Es wurden bei beiden Betonagen jeweils 6 Betonwürfel (150 mm Kantenlänge) und im November zusätzlich noch 6 Zylinder (150 mm Durchmesser, 300 mm Höhe) zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit hergestellt. Bei der ersten Betonage wurden drei der Würfel bis zur Prüfung im Wasserbad gelagert und nach 28 Tagen die Festigkeit bestimmt. Die anderen drei Würfel wurden neben den Versuchskörpern (Außenzelt) gelagert und zum Zeitpunkt der Versuche an den Balken geprüft (nach 48 Tagen). Bei der zweiten Betonage wurden alle Probekörper bis zur Prüfung nach 28 bzw. 70 Tagen im Wasserbad gelagert. Die Ergebnisse der Materialuntersuchungen (siehe Anhang B) zeigen, dass die gewünschte Festigkeitsklasse ungefähr erreicht wurde und der Beton eher fester war. In Tabelle 6.1 sind die Mittelwerte der Betondruckfestigkeiten für alle Balkenserien nach 28 Tagen und zum Zeitpunkt t der Prüfung angegeben. Es ist auffällig, dass die Festigkeiten der Serien BO und BS nach 48 Tagen niedriger sind als nach 28 Tagen. Dies ist damit zu erklären, dass

Tab. 6.2.: Übersicht über die theoretischen Versagensarten und -lasten

Serie	Bez.	a/d	$P_{fl,m}$ [kN]	$P_{ct,m}$ [kN]	$P_{sw,m}$ [kN]	P_{fl}/P_{sh}	theoretisch erwartetes Versagen
BO	BO01	3,0	253,5	128,9	-	2,07	Biegeschub
	BO02	3,5	213,5	121,7	-	1,84	Biegeschub
	BO03	4,1	183,3	115,9	-	1,67	Biegeschub
	BO04	5,0	144,8	107,0	-	1,42	Biegeschub
BQ	BQ01	3,0	262,4	141,9	100,2	1,85	Biegeschub
	BQ02	3,5	221,0	134,0	100,2	1,65	Biegeschub
	BQ03	4,1	190,9	127,6	100,2	1,50	Biegeschub
	BQ04	5,0	150,0	117,7	100,2	1,27	Biegedruck (sekundär) ²
BS	BS01	2,5	300,4	-	234,5	1,28	Biegedruck (sekundär) ²
	BS02	3,0	253,5	-	205,1	1,24	Biegedruck (sekundär) ²
	BS03	3,5	213,5	-	191,5	1,11	Biegedruck (sekundär) ²

die Außenzelllagerung im Sommer aufgrund der fehlenden Wasserlagerung wahrscheinlich zu einer zu starken Austrocknung und einer damit verbundenen Festigkeitsreduktion führte.

Die Balken wurden im Vier-Punkt-Biegeversuch symmetrisch durch zwei Einzellasten, die über eine Traverse in einem Abstand von 50 cm mittig auf den Balken aufgebracht wurden, belastet. Die Belastung erfolgte hydraulisch mit Kraftsteuerung und einer Be- und Entlastungsgeschwindigkeit von 0,83 kN/s. An den Auflagern war der Balken mit einem festen und einem losen Rollenlager auf 15 cm breiten Stahlplatten gelagert. Abbildung 6.2 zeigt die Versuchsanordnung.

**Abb. 6.2.:** Darstellung der Versuchsanordnung

Für die Versuchsplanung und die Bestimmung des Belastungsregimes wurden die theoretischen Querschnittstragfähigkeiten unter Berücksichtigung der Mittelwerte der Materialkennwerte der untersuchten Balken bestimmt. Für die Serien BO und BS wurde mit einer mittleren Betondruckfestigkeit von 38 N/mm^2 und für Serie BQ mit 48 N/mm^2 gerechnet. Für den Stahl wurde der Mittelwert der Streckgrenze von $f_{ym} = 525 \text{ N/mm}^2$ angesetzt. Die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit der Balken ohne Bügelbewehrung erfolgte mit der in [CEB-FIP (1991)] gegebenen empirischen Gleichung (siehe Abschnitt 3 Gleichung (3.11)) unter Berücksichtigung der Schubslankheit a/d und der Verwendung eines Vorfaktors von 0,18 zur Bestimmung des Mittelwertes. Für die Bestimmung der Versagenslasten wurde das Eigengewicht der Balken vernachlässigt. In Tabelle 6.2 ist $P_{fl,m}$ der

²Aufgrund der größeren Sicherheiten im Querkraftmodell

Mittelwert der Biegetragfähigkeit, $P_{ct,m}$ der Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit für Bauteile ohne Schubbewehrung nach [DIN EN 1992-1-1 (2011)] und $P_{sw,m}$ der Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit der Zugstreben unter Annahme einer Druckstrebenneigung von 26° . Die rechnerischen Tragfähigkeiten und die sich daraus ableitende theoretisch zu erwartende Versagensform sind in Tabelle 6.2 dargestellt.

6.2. Versuchsdurchführung

6.2.1. Messtechnik

Um die Schädigungsentwicklung der Balken unter zunehmender Beanspruchung detektieren und beobachten zu können, wurde eine Kombination verschiedener Messverfahren verwendet. Abbildung 6.3 zeigt die prinzipielle Anordnung der verschiedenen Messtechniken exemplarisch für Balken BO03.

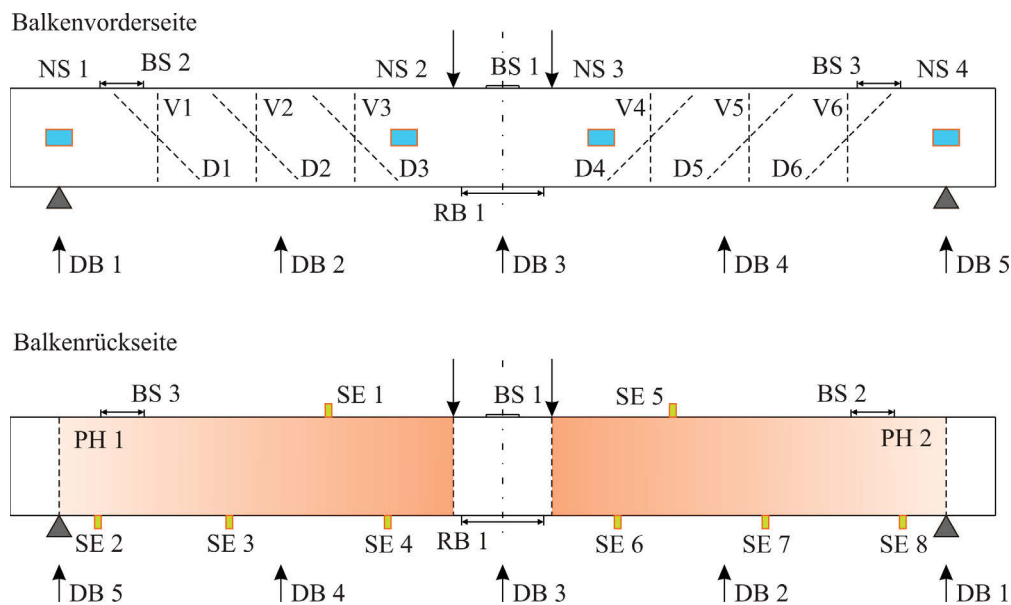


Abb. 6.3.: Darstellung der in den Versuchen eingesetzten Messtechniken, exemplarisch für BO02

Für die Überwachung des globalen Tragverhaltens wurde die Durchbiegung an fünf Punkten (DB 1 - DB 5) über die Balkenlänge aufgezeichnet. Zur Beurteilung der Biegebeanspruchung der Balken wurde die Betonstauchung an der Balkenoberseite (BS 1) mit DMS sowie die Rissbreite an der Balkenunterseite (RB 1) mit IWA jeweils in Feldmitte gemessen. Zusätzlich wurden die Betonstauchungen über den Schubfeldern (BS 2 - BS 5) mit Hilfe von IWA bzw. DMS aufgezeichnet, da eine Veränderung des Verlaufs der Dehnungen in der Druckzone eine Abweichung des Tragverhaltens des Balkens von der Theorie des Biegebalkens anzeigen sollte. Zur Überwachung der Schubfelder und zur Detektion der Schrägrissentwicklung bzw. -bildung wurden vertikale (V 1 - V 10) und diagonale Verformungen (D 1 - D 6) gemessen. In den Versuchen der Serie BQ wurden die diagonalen Verformungen nicht gemessen, da aufgrund der Erfahrungen aus den Serien BO und BS die Messung diagonalen Verformungen auch Biegerissentwicklungen beinhaltet und somit kein allgemeingültiges Messverfahren für die Bestimmung schräger Rissentwicklung darstellt. Mit Hilfe von Neigungssensoren (NS 1 - NS 4) wurden die Verdrehungen an 4 Punkten entlang des Balkens gemessen und die mittleren Krümmungen für Schub- bzw. Biegebereiche bestimmt. Von der anderen Balkenseite wurden die Verformungen in den Schubfeldern mit Photogrammetrie (PH 1, PH 2) aufgezeichnet und

überwacht. Bei den Balkenserien BO und BS erfolgte die Auswertung erst nach den Versuchen, bei Serie BQ konnte durch die Anwendung der Industriekamera GX 3300 und der Online-Auswertung bereits während des Versuches ausgewertet und die Rissentwicklung graphisch dargestellt werden. Die Schallemissionssensoren (SE 1 - SE 8) wurden zur Überwachung der Schubfelder um diese herum angeordnet. Tabelle 6.3 gibt einen Überblick über die in den experimentellen Untersuchungen eingesetzten Messverfahren und -techniken.

Tab. 6.3.: Durchgeführte Messungen und eingesetzte Messtechniken

Messverfahren	Messziel	Messtechnik
Durchbiegungsmessung	globale Verformung, Rissbildung	Induktive Wegaufnehmer
Vertikalverformungsmessung	Verformung im Schubfeld	Induktive Wegaufnehmer (Messlänge 270 mm)
Diagonalverformungsmessung	Verformung im Schubfeld	Induktive Wegaufnehmer (Messlänge 380 mm)
Rissbreitenmessung	plastische Stahldehnung	Induktive Wegaufnehmer (Messlänge 250 mm)
Dehnung in der Betondruckzone	Betonstauchung, Abweichung von der Biegetheorie	Induktive Wegaufnehmer (Messlänge 200 mm), Dehnungsmessstreifen (Messlänge 100 mm)
Neigungsmessung	mittlere Krümmung	Neigungssensoren (Schaevitz)
Photogrammetrie	Rissentwicklung, Schrägrissbildung	Spiegelreflexkameras Nikon D700 und D300 (Serien BO, BS, BQ - rechtes Schubfeld, Farbdarstellung $\varepsilon_1 = 1,000 = \text{grün} \dots 1,005 = \text{rot}$), Industriekamera GX 3300 (Serie BQ - linkes Schubfeld, Farbdarstellung $\varepsilon_1 = 1,000 = \text{grün} \dots 1,003 = \text{rot}$)
Schallemissionsanalyse	Größe und Bereich der Rissaktivität	SE-Sensoren, AEwin for Samos (Physical Acoustics)

Die Anordnung der unterschiedlichen Messtechniken erfolgte aufgrund der großen Anzahl von Signalaufnehmern auf beiden Seiten der Balken (siehe Abbildung 6.3). In Anhang C sind die Messtechnikapplikationen für alle Balken separat dargestellt. Aufgrund der langen Versuchsdauer wurden die Messwerte in den Versuchen mit einer Frequenz von 1 Hz aufgezeichnet. Aus diesem Umstand erklären sich die z. T. stufenartigen Kurvenverläufe in den Diagrammen der Messergebnisse.

6.2.2. Belastungsregime

Die Zielsetzung der Erkennung einer beginnenden Schädigung im Schubbereich, ohne dass diese die zukünftige Nutzungs und Tragsicherheit beeinträchtigt. Dazu wurden die experimentellen Untersuchungen in drei Phasen eingeteilt:

- Phase 1: Detektion der Versuchsgrenzlast,
- Phase 2: zyklische Lastwechsel auf zugehörigem Gebrauchslastniveau und
- Phase 3: Belastung bis zum Bruch.

Die erste Versuchsphase stellte die übliche Vorgehensweise bei einer experimentellen Bestimmung der Tragsicherheit dar. Die Versuchslast wurde stufenweise, z. T. mit Lastwechseln, bis zur Detektion der Versuchsgrenzlast gesteigert (siehe Abbildung 6.4). Die Last wurde also in den Versuchen

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

so lange erhöht, bis eine sich ankündigende Schädigung infolge der Schubbeanspruchung erkannt werden konnte (siehe Tabelle 5.1).

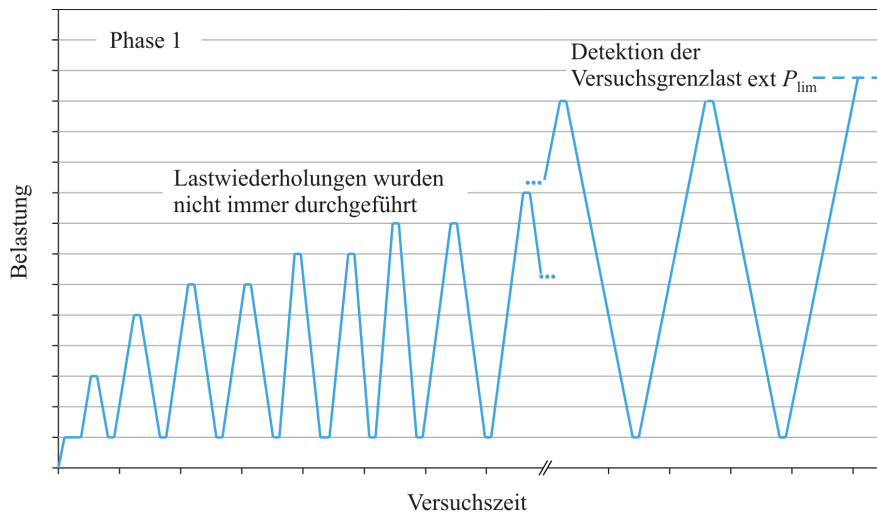


Abb. 6.4.: Belastungsregime für die Phase 1

In der Praxis wäre der Belastungsversuch mit Phase 1 beendet. Bei diesen Versuchen wurden aber zwei weitere Phasen ergänzt, um nachzuweisen, dass die detektierte Versuchsgrenzllast gerade noch keine Schädigung im Bauteil erzeugt hat, die eine zukünftige Nutzung beeinträchtigt (Phase 2) bzw. um die Laststeigerungsmöglichkeit bis zum Bruch zu bestimmen (Phase 3). Nach der Detektion der Versuchsgrenzllast wurde für die Phase 2 aus dieser, mit Hilfe eines mittleren Teilsicherheitsbeiwertes der Einwirkungsseite von $\gamma_E = 1,4$, eine zulässige Gebrauchslast $P_k = \text{ext } P_{\text{lim}} / \gamma_E$ abgeleitet. Auf Grundlage dieser Gebrauchslast wurden zyklische Lastwechsel (250-350 Wechsel) auf unterschiedlichen Mittellastniveaus und mit größer werdenden Lastschwingbreiten durchgeführt, die nach jedem Lastwechselspiel durch eine Phase konstanter Last auf 1,0-fachem Gebrauchslastniveau ergänzt wurden (siehe Abbildung 6.5).

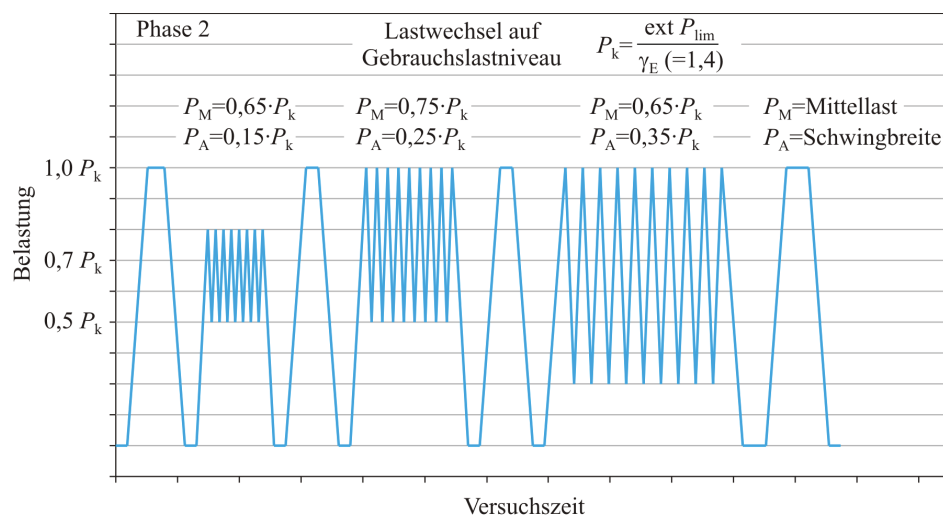


Abb. 6.5.: Belastungsregime für die Phase 2

Nachdem die verschiedenen Lastwechsel ohne eine Veränderung des Tragzustandes bzw. eine Zunahme der Schädigung überstanden wurden, wurde die Last stufenweise, z. T. mit Be- und Entlastungszyklen gesteigert, bis der Bruch des Prüfkörpers eintrat (siehe Abbildung 6.6).

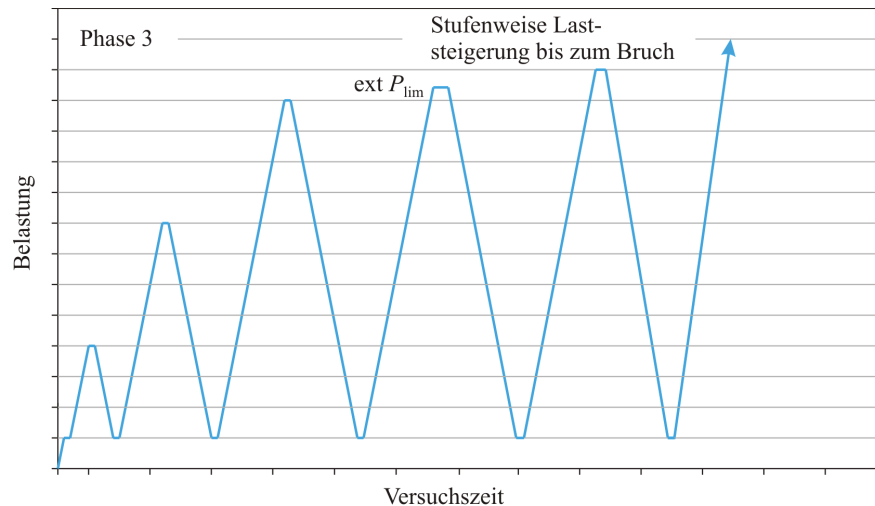


Abb. 6.6.: Belastungsregime für die Phase 3

Für die Balken der Versuchsserie BS wurden die Phasen 2 und 3 nicht durchgeführt, sondern die Phase 1 wurde bis zum Bruch der Balken fortgesetzt, da bei diesen Balken aufgrund der starken Bügelbewehrung von vornherein eine hohe Duktilität und Laststeigerungsmöglichkeit nach der Schrägrissbildung zu erwarten war. Eine ausführliche Darstellung der Belastungsregime für jeden Versuch kann Anhang C entnommen werden.

6.3. Versuchsergebnisse der Balken ohne Bügelbewehrung

6.3.1. Balken B001

Der Balken B001 mit einer Schubslankheit von $a/d = 3,0$ wurde stufenweise bis zum Bruch bei 120 kN (2. Lastwechsel) belastet (siehe Abbildung C.2). Aufgrund der noch unsicheren Erkennung bzw. Detektion einer beginnenden Schädigung im Schubbereich wurde bei diesem Balken der Versuch nicht wie geplant in 3 Phasen durchgeführt, sondern der Bruch trat bereits in Phase 1 ein.

Nach Überschreiten der 30 kN Stufe begannen sich Biegerisse im Bereich der konstanten Momentenbeanspruchung zu bilden. Aus dem Diagramm der Last-Mittendurchbiegung DB 3 und auch aus der Darstellung der mittleren Krümmung über die Beanspruchung kann der Übergang in den Zustand II bei 35 bis 37 kN festgelegt werden (siehe Abbildung D.2). Der Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand ist dabei kein singulärer Zeitpunkt, sondern muss als Prozess angesehen werden, der bei diesem Balken bei ca. 30 kN beginnt und bei 37 kN abgeschlossen ist.

Aus der photogrammetrischen Auswertung (siehe Abbildung D.1) und der Schallemissionsanalyse kann die Biegerissentwicklung und -bildung ebenfalls deutlich abgelesen werden. In Abbildung 6.7 ist die Entwicklung des SE-Parameters Hits im Verlauf des Versuches und in Abhängigkeit der aufgebrachten Belastung dargestellt. Die anfängliche Biegerissentstehung kann deutlich an der hohen Anzahl von Hits an den Sensoren SE 4 und SE 6 im Biegebereich erkannt werden. Die sich anschließenden Prozesse des Risswachstums und der Rissöffnung sind mit deutlich abnehmenden Hits verbunden und ab 70 kN ist ein Ansteigen der Hits an Sensor SE 7 erkennbar, was auf eine zunehmende Rissentstehung im Schubfeld schließen lässt. Die höhere Aktivität liegt zu diesem Zeitpunkt im rechten Schubfeld, SE 3 zeigt erst bei höheren Laststufen einen Anstieg der Hits.

Die Verlagerung der Rissaktivität vom Biege- in den Schubbereich ab ca. 60 kN lässt sich auch aus den Diagrammen der Diagonalverformungen (siehe Abbildung 6.10), der Krümmungsmessung

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

(siehe Abbildungen D.2) und der photogrammetrischen Auswertung (siehe Abbildungen 6.9) entnehmen. Aus den mittleren Krümmungen der Schubbereiche kann analog zum Biegebereich eine Änderung des Kurvenanstiegs erkannt werden, die einen Übergang der Schubbereiche in den gerissenen Zustand anzeigt (siehe Abbildung D.2). Die Diagonalverformungen zeigen ebenfalls Rissbildungsprozesse in den Schubfeldern an, die zu diesem Zeitpunkt allerdings ausschließlich auf die Entstehung von Biegerissen zurückzuführen sind (siehe Abbildung 6.10).

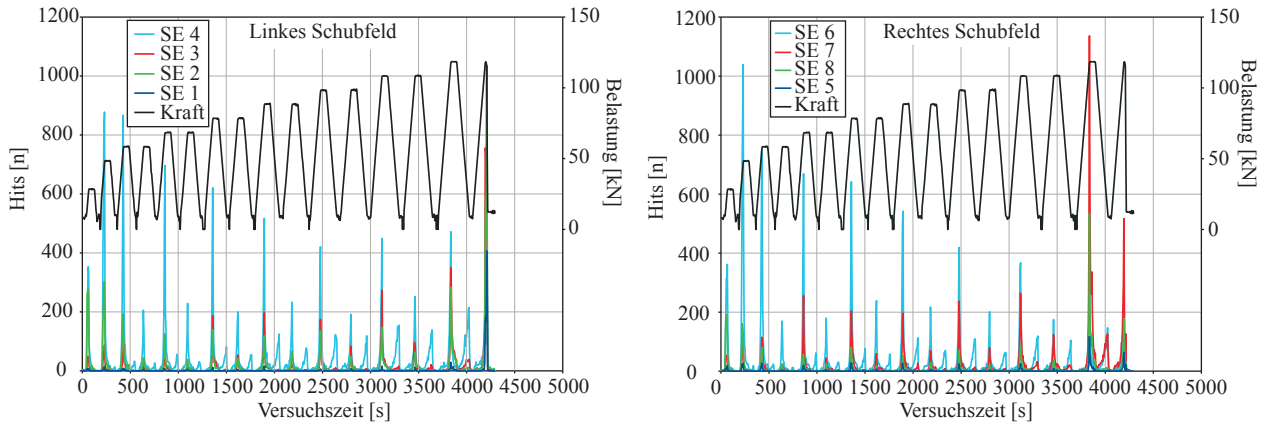


Abb. 6.7.: Entwicklung der SE-Hits mit Verschiebung der SE-Aktivität vom Biege- in den Schubbereich für Balken BO01

Ab ca. 70 bis 80 kN kann in den photogrammetrischen Auswertungen (Abbildung 6.9) ein sich bildender Schrägriss im rechten Schubfeld erkannt werden. Die Vertikalaufnehmer V 1 und V 2 erfassen diesen nicht (siehe Abbildung 6.8). Die Zunahme der vertikalen Verformungen bei V 5 im linken Schubfeld deutet zunächst auf eine mögliche schräge Rissentwicklung hin, kann aufgrund der photogrammetrischen Auswertung aber eindeutig auf das Hineinwachsen eines Biegerisses in den Messbereich des Wegaufnehmers zurückgeführt werden. Dies zeigt, dass die ausschließliche Beurteilung der Vertikalverformungen nicht immer geeignet ist, um eine Schrägrissentwicklung sicher zu detektieren. Die Diagonalverformungen können auch nur eingeschränkt verwendet werden, da die Anteile der gemessenen Verformung nicht in eine Biegeriss- bzw. Schrägrissbildung unterschieden werden können.

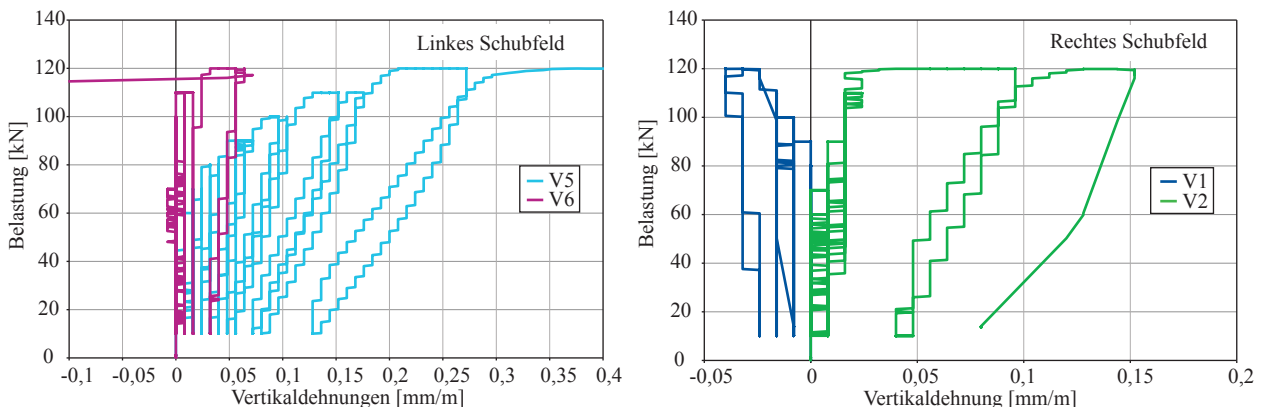


Abb. 6.8.: Be- und Entlastungs-Vertikaldehnungs-Verlauf im linken und rechten Schubfeld für BO01

Die in der photogrammetrischen Auswertung erkennbare Schrägrissentwicklung im rechten Schubfeld bei 70 bis 80 kN (Abbildung 6.9) kann auch an den SEA-Ergebnissen der Hit-Entwicklung abgelesen werden. Die Signale an Sensor SE 7 steigen ab 70 kN leicht an. Auch zeigt die photogrammetrische Auswertung, dass die Biegerisse trotz steigender Belastung nicht weiter in die Druckzone

hochwachsen, sondern sich nur öffnen, neue Biegerisse aber nicht entstehen. Der Schrägriss im rechten Schubfeld bildet sich mit steigender Belastung dagegen immer deutlicher aus. Aufgrund der visuellen Detektion der schrägen Rissentstehung im rechten Schubfeld bei 90 kN stellt dieser Zeitpunkt den Beginn der Schädigung dar und die Versuchsgrenzlast hätte zu 90 kN definiert werden müssen. Bei 90 kN zeigt auch die Vertikalverformung V 2 erste Anzeichen für zunehmende Vertikaldehnungen, was durch das Hineinwachsen des schrägen Risses in den Messbereich des Wegaufnehmers begründet werden kann (siehe Abbildung 6.9).

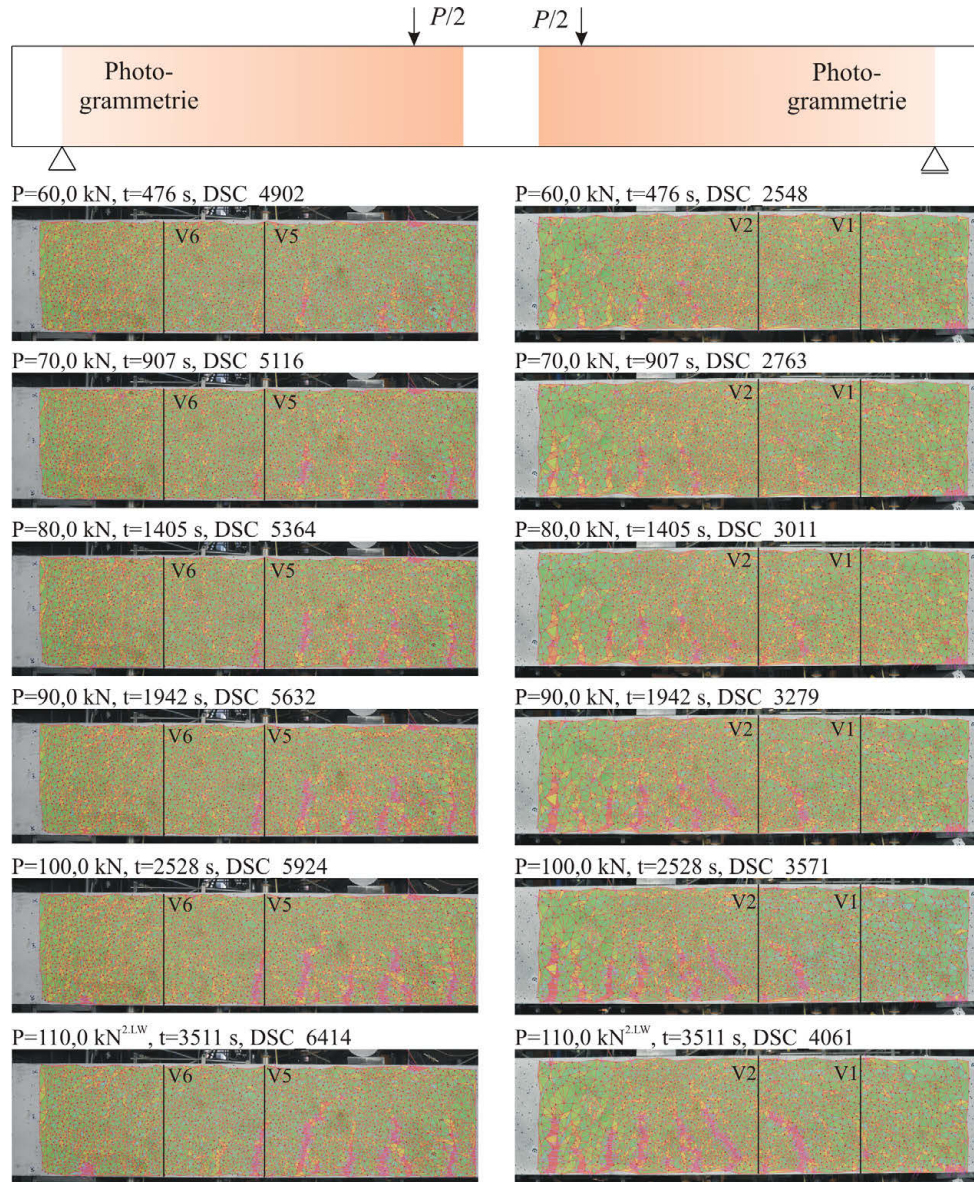


Abb. 6.9.: Photogrammetrische Auswertung zur Entwicklung des Schrägrisses zwischen 60 kN und 110 kN für BO01

Die SE-Signale zeigen eine stärkere Schädigung der Schubbereiche in den Laststufen ab 100 kN. Die Signale SE 3 und SE 7 nehmen mit steigender Belastung zu, während die Signale im Biegebereich nachlassen (siehe Abbildung 6.7). Die SE-Aktivität an den Schubfeld-Sensoren (SE 3 und SE 7) während der Entlastung deutet auf Rissreibungsprozesse hin, die auf eine zunehmende Schädigung schließen lassen. Die Veränderung im Lastabtrag führt zu einer starken Beanspruchung der Endverankerung infolge der direkten Abstützung der Last und führt damit zu einem markanten Anstieg der SE-Signale an den auflagnahen Sensoren SE 2 und SE 8 (siehe Abbildung 6.7).

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

Ab der Laststufe 110 kN zeigen die Vertikaldehnungen (siehe Abbildung 6.8) deutlich plastische Zuwächse auf 0,015 mm/m (V 5). Zusammen mit den photogrammetrischen Auswertungen (siehe Abbildung 6.11) kann dies auf das Fortschreiten des Biegeschubrisses zurückgeführt werden. Der sich ab 120 kN bildende schräge Riss im linken Schubfeld wird zunächst weder von V 5 noch V 6 detektiert, erst kurz vor dem Versagen wächst dieser in den Messbereich des Wegaufnehmers V 5.

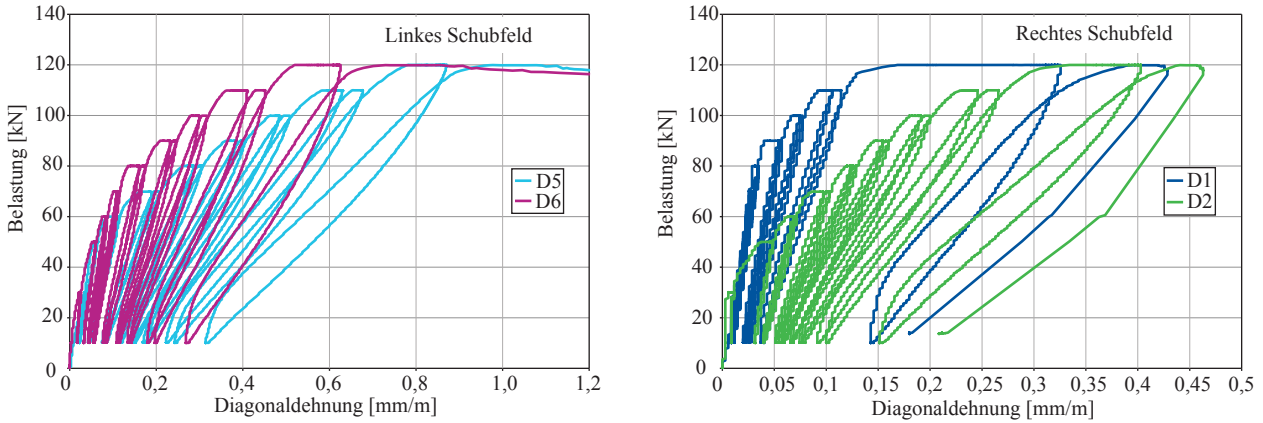


Abb. 6.10.: Be- und Entlastungs-Diagonaldehnungs-Verlauf im linken und rechten Schubfeld für BO01

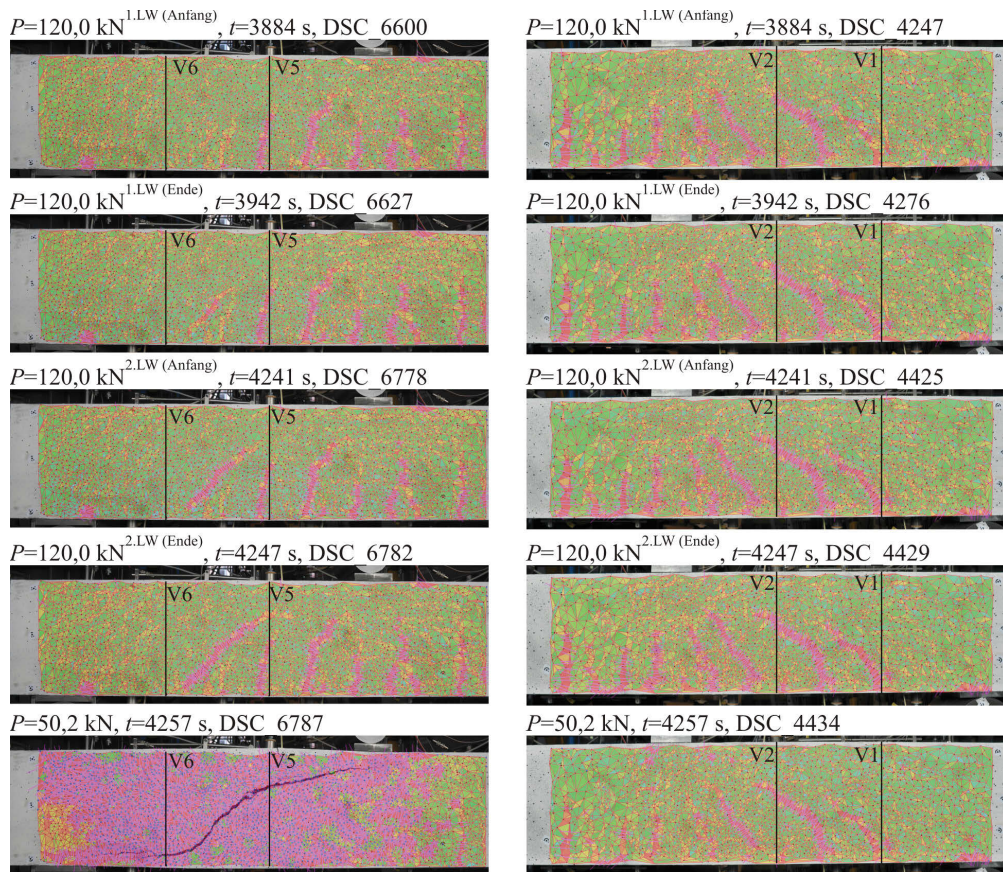


Abb. 6.11.: Photogrammetrische Auswertung 100 kN bis zum Bruch für BO01

Die schräge Rissentwicklung in beiden Schubfeldern führt zu einem veränderten Tragverhalten des Balkens, die Biegerisse wachsen nicht mehr weiter in die Druckzone und die Verformung konzentriert sich auf die Schubfelder. Dieser veränderte Lastabtrag kann deutlich an den gemessenen Betonstauungen auf der Balkenoberseite über den Schubfeldern abgelesen werden. Abbildung 6.12 zeigt die

drei gemessenen Betonstauchungen in Balkenmitte und über dem linken (BS 3) und rechten Schubfeld (BS 2). Anders als nach linear-elastischer Balkentheorie nehmen die Betonstauchungen über dem linken Schubfeld (BS 3) ab einer Last von 100 kN nicht weiter zu, sondern werden geringer. Für das rechte Schubfeld tritt dies ab Laststufe 110 kN ein. Eine Erklärung für diese Abweichung von der klassischen Balkentheorie kann ein bogen- oder sprengwerkartiger Lastabtrag sein, bei dem die exzentrische Lastabtragung zum Auflager über die ungerissene Druckzone oberhalb des schrägen Risses eine nicht-lineare Dehnungsverteilung im Querschnitt bewirkt.

Eine eindeutige Darstellung des veränderten Verlaufes der Betonstauchungen ist durch die Darstellung der inkrementellen Betondehnung, d. h. der Zunahme der Betonstauchung bezogen auf die Lasterhöhung pro Laststufe, möglich. Abbildung D.2 zeigt das Abknicken des Verlaufes für BS 2 und BS 3 ab der Laststufe 110 kN.

Bei einer Last von 120 kN bildet sich im rechten Schubfeld ein zweiter schräger Riss, der sehr flach in Richtung Lasteinleitung wächst. Im linken Schubfeld bildet sich der vorhandene schräge Riss deutlicher aus und verlängert sich während der konstanten Lastphase stark, was auch an den zunehmenden Vertikaldehnungen im linken Schubfeld (V 5) in Abbildung 6.8 zu sehen ist.

Beim zweiten Lastwechsel von 120 kN kommt es zu einer starken Rissöffnung im linken Schubfeld, die schließlich zum Biegeschubversagen des Balkens führt. Der schräge Riss schlägt in Richtung des Auflagers und in Richtung der Lasteinleitung durch und führt zu einem Ausknicken der Balkendruckzone oberhalb des Schubrisses und zu einer Ablösung des Verbundes oberhalb der Längsbewehrung (siehe Abbildung 6.11). Eine vollständige Darstellung der Versuchsergebnisse ist in Anhang D.1 gegeben.

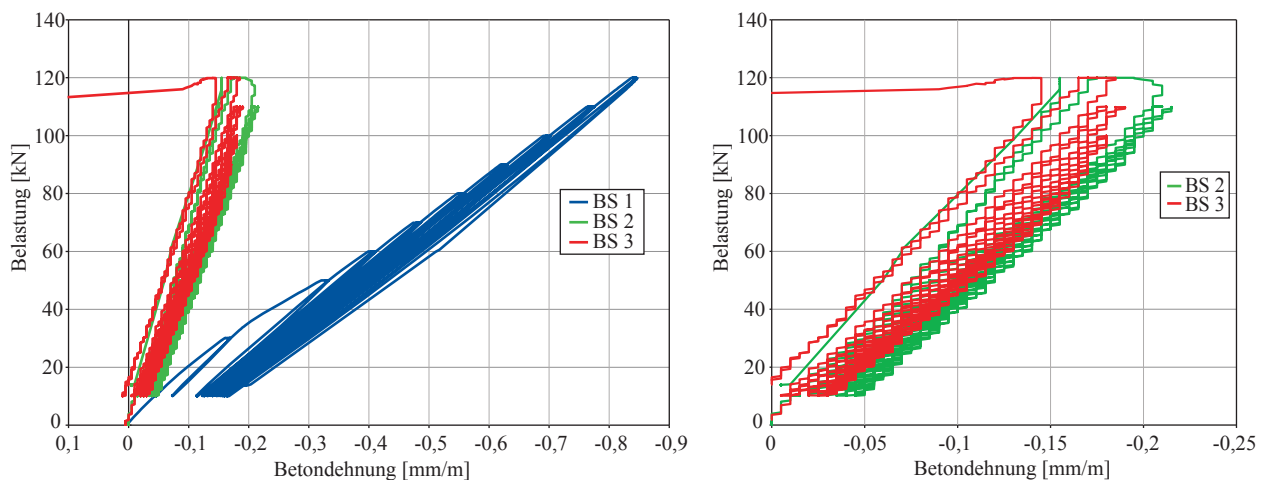


Abb. 6.12.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Betonstauchungen, rechts: BS 2 und BS 3 vergrößert

6.3.2. Balken BO02

Der Balken BO02 hatte eine Schubslankheit von $a/d = 3,5$ und wurde in Phase 1 stufenweise bis zur Detektion der Versuchsgrenzlaster im zweiten Lastwechsel auf 80 kN belastet (siehe Abbildung C.4). Bei ca. 35 kN Belastung ist der Übergang des Balkens vom ungerissenen Zustand in den Zustand II beendet. Dies ist aus den veränderten Anstiegen der Last-Mittendurchbiegungs- und Last-Krümmungs-Diagramme (siehe Abbildungen D.5) zu erkennen. Die Rissentstehung im Biegebereich kann auch aus den starken SE-Signalen an den Sensoren SE 4 und SE 6 im Biegebereich abgelesen werden (siehe Abbildung 6.15). Die photogrammetrischen Auswertungen (siehe Abbildung D.4) bestätigen die anfängliche Rissaktivität im Biegebereich und dass die Schubfelder

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

zu Beginn noch ungerissen sind. Der Übergang der Rissbildung in die Schubfelder findet ab ca. 45 bis 50 kN statt und kann in den Krümmungsdiagrammen durch einen verringerten Anstieg der Krümmungen K_{re} und K_{li} (siehe Abbildung D.5) erkannt werden und wird durch die photogrammetrischen Auswertungen bestätigt.

Ab einer Belastung von ca. 60 kN wird in den photogrammetrischen Auswertungen (siehe Abbildung 6.13) im rechten Schubfeld neben dem Vertikal aufnehmen V 2 ein leicht geneigter Biegeriss erkennbar, der in den folgenden Laststufen weiter nach oben wächst und sich in Richtung Lasteinleitung krümmt.

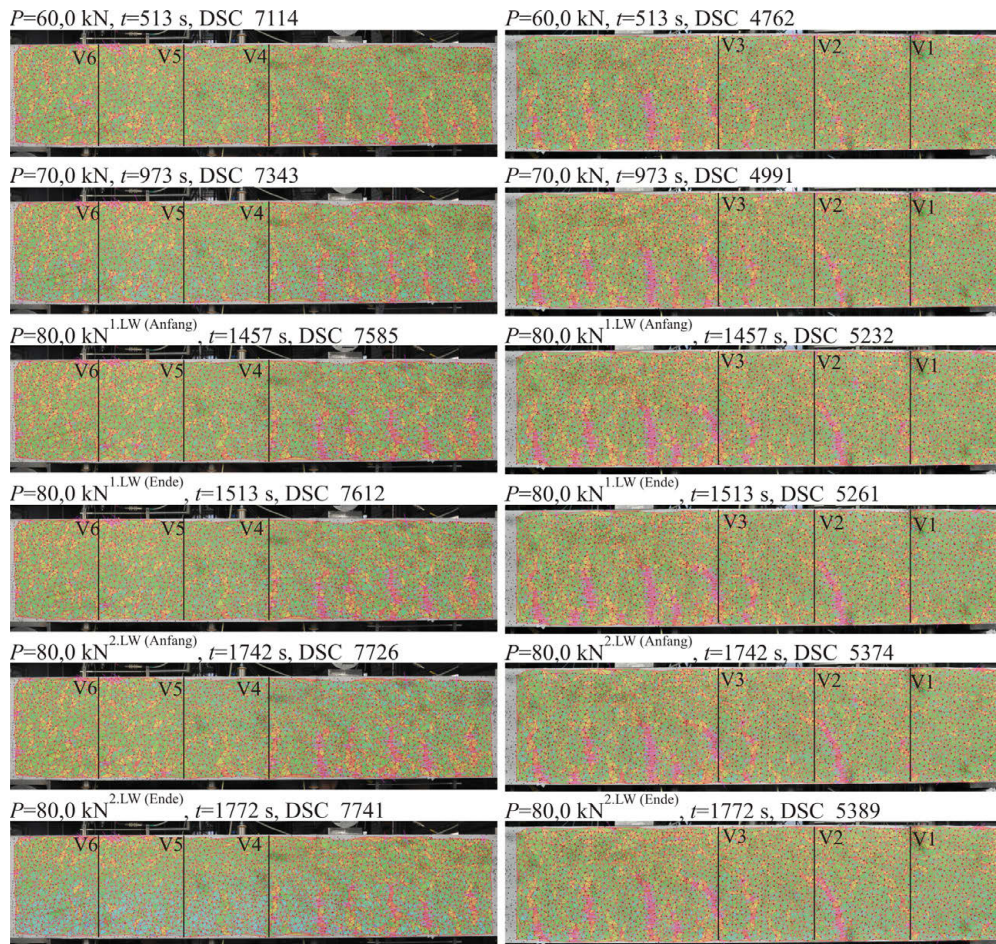


Abb. 6.13.: Photogrammetrische Auswertung zur Entwicklung des Schrägrisses zwischen 60 kN und 80 kN für BO02

Ab 80 kN wird auch bei V 1 ein schräg geneigter Biegeriss erkennbar. Dagegen sind im linken Schubfeld keine schrägen Rissentwicklungen erkennbar. Die in den Vertikaldeckungen von V 4 und V 5 erkennbaren Sprünge (siehe Abbildung 6.14) sind darauf zurückzuführen, dass Biegerisse in den Messbereich der Wegaufnehmer wachsen. Die Schrägrissentwicklung im rechten Schubfeld führt zur Ausbildung einer Druckstrebe, die sich auf der Längsbewehrung abstützt. Dies kann durch die in V 3 gemessenen Druckstauchungen zusammen mit der Rissentwicklung aus der photogrammetrischen Auswertung abgelesen werden.

In Abbildung D.5 ist die Entwicklung der Diagonalverformungen im linken und rechten Schubfeld dargestellt. Im linken Schubfeld werden bei Erreichen von 80 kN deutlich plastische Diagonaldehnungen aufgezeichnet, die allerdings nicht mit dem Rissbild aus der photogrammetrischen Auswertung erklärt werden können. Die Verformung ist deshalb nicht auf eine schräge Rissentwicklung,

sondern auf die Aufweitung der im Messbereich entstandenen Biegerisse zurückzuführen. Dies gilt auch für den Verformungszuwachs von D3 im linken Schubfeld bei ca. 38 kN.

Die Verlagerung der Rissaktivität aus dem Biege- in den Schubbereich kann auch aus den SEA-Signalen erkannt werden. In der Auswertung der SE-Hits (siehe Abbildung 6.15) kann der Anstieg der Aktivität an den Sensoren SE3 und SE7 und die gleichzeitig verringerte Aktivität an den Sensoren SE4 und SE6 im Biegebereich abgelesen werden. Die hohe Signalanzahl an SE7 bei der Laststufe 50 kN deuten auf den sich bildenden Biegeriss im Schubfeld hin. Auch die Ergebnisse der Average Frequency zeigen die Umlagerung der Rissaktivität vom Biege- in die Schubbereiche (siehe Abbildung D.7).

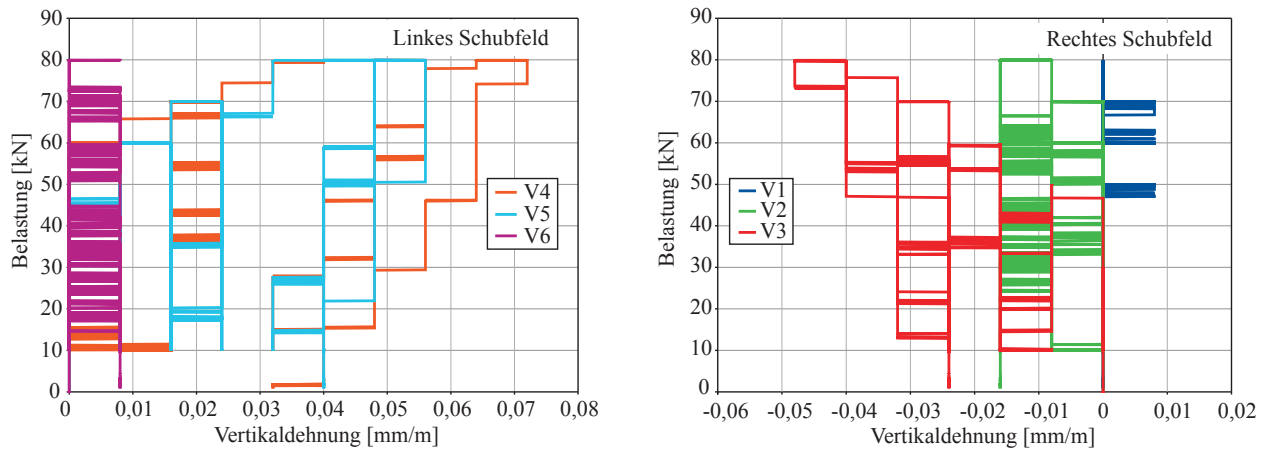


Abb. 6.14.: Be- und Entlastungs-Vertikaldehnungs-Verlauf in Phase 1 für BO02

Die Versuchsgrenzlast wurde im zweiten Lastwechsel von 80 kN ausschließlich aufgrund der Beurteilung des Verlaufes des schrägen Risses im rechten Schubfeld detektiert. Die Risspitze unterschreitet eine Neigung von 45° bei Erreichen der halben Balkenhöhe und bei V 1 entwickelt sich ein zweiter geneigter Schubriss.

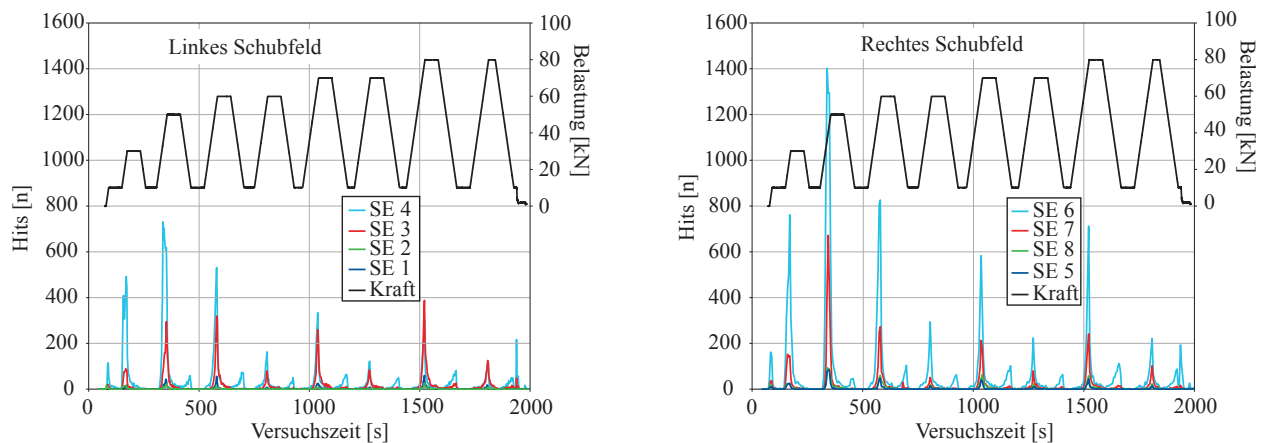


Abb. 6.15.: Entwicklung des SE-Parameters Hits in Phase 1 des Balkens BO02

Nach Detektion der Versuchsgrenzlast wurde aus dieser unter Berücksichtigung eines mittleren Sicherheitsbeiwertes von 1,4 ein Gebrauchslastniveau bestimmt und das in Abbildung C.4 dargestellte Belastungsregime für Phase 2 gefahren. Die auf drei unterschiedlichen Gebrauchslastniveaus gefahrenen zyklischen Lastwechsel führten zu keinem Schädigungsfortschritt bzw. zu keiner messbaren Veränderung des Tragzustandes. Dies kann z. B. aus der Darstellung des Verlaufes der Vertikaldehnung während der Lastzyklen in Abbildung D.5 abgelesen werden.

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

Im Anschluss an die zyklischen Lastwechsel wurde die Belastung stufenweise bis zum Bruch des Balkens bei 120 kN gesteigert (siehe Phase 3 Abbildung C.4). Die Entwicklung des Tragverhaltens kann anschaulich anhand der photogrammetrischen Auswertung erläutert werden (siehe Abbildung 6.16). Mit steigender Belastung wächst der kritische Schubriss im rechten Schubfeld weiter in Richtung Druckzone und krümmt sich zunehmend. Ab 100 kN kann ein Dübelanriss und eine Ausbreitung des Schubrisses entlang der Längsbewehrung beobachtet werden und auch der Schubriss in V1 wächst weiter. Im linken Schubfeld bilden sich zwei schräge Risse zwischen V4 und V5 und später ein weiterer zwischen V5 und V6. Auch hier sind Verbundrisse entlang der Längsbewehrung erkennbar. Die stärkere Rissbildung im rechten Schubfeld kann auch aus den mittleren Krümmungen (siehe Abbildung D.6) abgelesen werden. K_{re} hat einen deutlich flacheren Anstieg, was auf eine geringere Steifigkeit im rechten Schubfeld hindeutet.

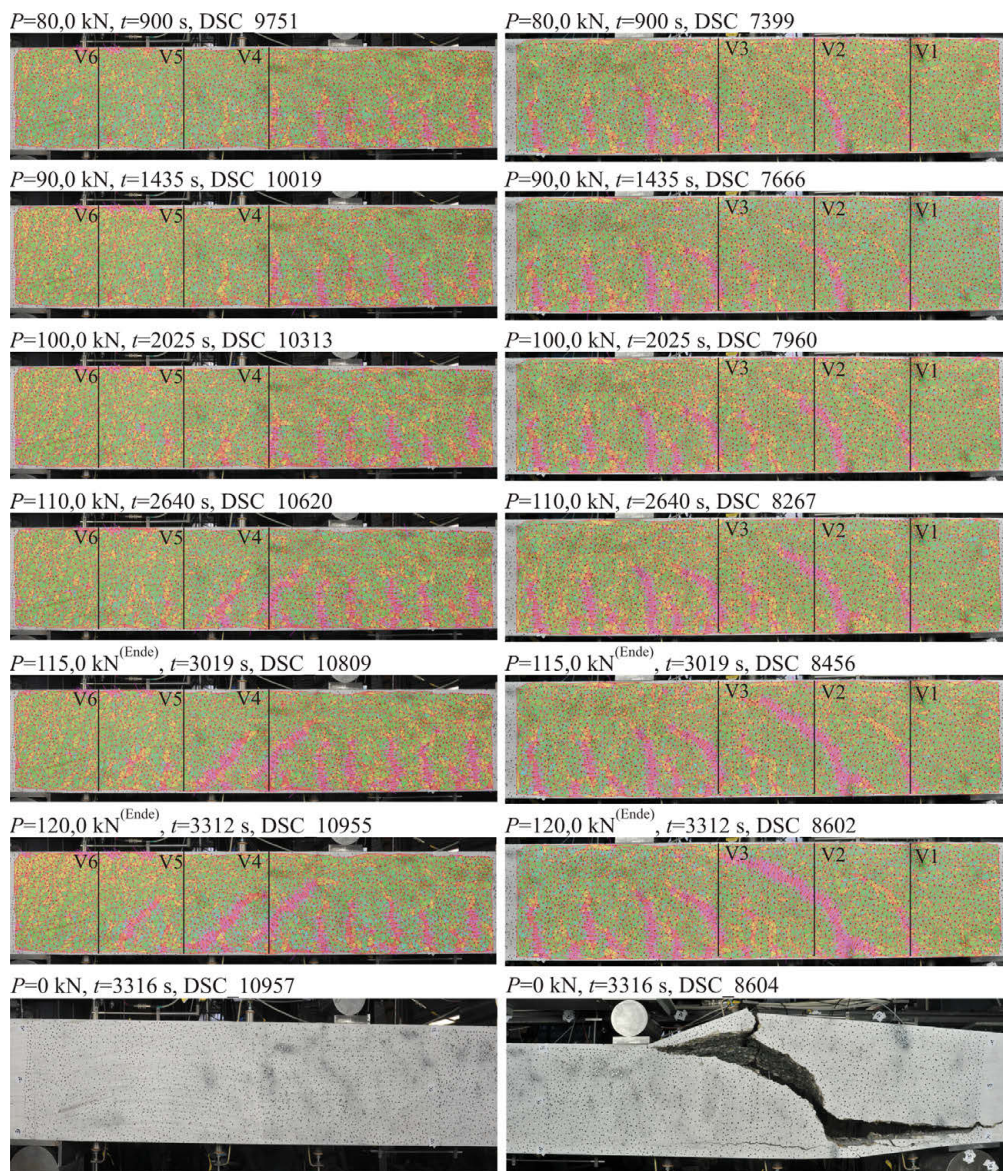


Abb. 6.16.: Photogrammetrische Auswertung der Rissentwicklung in Phase 3 des Balkens BO02

Die Veränderung des Lastabtrages kann sehr gut aus der Entwicklung der Betonstauchungen BS2 und BS3 abgelesen werden (siehe Abbildung 6.17). Ab einer Belastung von 95 bzw. 100 kN ist die Zunahme der Stauchung rückläufig, d. h. trotz erhöhter theoretischer Biegebeanspruchung nehmen

die Stauchungen in der Druckzone über den Schubfeldern ab (siehe Abbildung D.6). Dies zeigt, dass der Balken seinen inneren Lastabtrag zu einem Sprengwerk bzw. Bogen verändert.

Die Vertikalverformungen zeigen ab 100 kN ebenfalls deutlich plastische Verformungen, die als Rissöffnung gedeutet werden müssen (siehe Abbildung D.6). Auch die Ergebnisse der Schallemissionsanalyse (siehe Abbildung D.8) zeigen den sich ankündigenden Schubbruch an. An Abbildung D.6 sei noch einmal verdeutlicht, dass die Durchbiegungsmessung in Balkenmitte keine Anzeichen für eine sich einstellende Schädigung erkennen lässt und dass die Biegezugbewehrung vor dem Versagen nicht ins Fließen kommt. Der Bruch tritt durch das Ausknicken der durch den Schrägriss stark verminderten Betondruckzone ein.

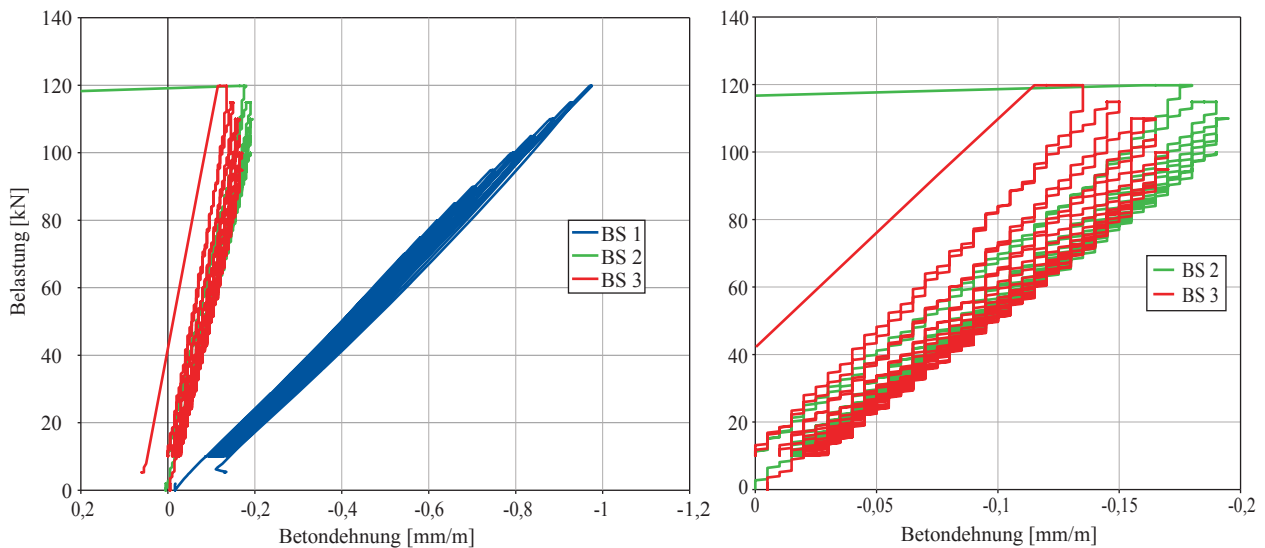


Abb. 6.17.: Be- und Entlastungs-Betonstauchungs-Diagramm für Phase 3 des Balkens BO02, Vergrößerung des Verlaufs für BS 2 und BS 3 (rechts)

6.3.3. Balken BO03

Der Balken BO03 mit einer Schubslankheit $a/d = 4,1$ wurde bis zur Detektion der Versuchsgrenzlaster im zweiten Lastwechsel bei 100 kN stufenweise belastet. Die Biegerissbildung setzte ab ca. 30 kN ein. Eine Steifigkeitsänderung kann aus dem Belastungs-Mittendurchbiegungs-Diagramm bei ca. 35 kN abgelesen werden, was den Übergang in den gerissenen Zustand darstellt (siehe Abbildung D.9). Die Diagramme der mittleren Krümmungen waren aufgrund einer Berührung des Neigungssensors NS 2 während des Versuches nicht auswertbar (siehe Abbildung D.10).

Die photogrammetrischen Auswertungen zeigen die Biegerissentwicklung deutlich (siehe D.9). Mit steigender Belastung breitet sich die Biegerissbildung in die Schubfelder aus (siehe Abbildung 6.18). Im linken Schubfeld ist zunächst (ab 70 kN) eine leichte Neigung des Biegerisses neben V 4 erkennbar. Die Rissaktivität liegt bis 90 kN hauptsächlich im linken Schubfeld, aber ab ca. 95-100 kN kann auch im rechten Schubfeld neben V 2 eine Schrägrissentwicklung erkannt werden, die sich im anschließenden Lastwechsel verstärkt. Der schräge Riss im linken Schubfeld wächst bei 90 kN langsam in den Messbereich der Vertikaldehnung V 4, was zu einer starken plastischen Verformung führt (siehe Abbildung 6.19). Dieser schräge Riss wächst in den folgenden Laststufen weiter nach oben und in Richtung Lasteinleitung, bevor sich ab ca. 100 kN ein zweiter Biegeriss auf ca. halber Balkenhöhe beginnt in Richtung Last zu neigen.

Die Analyse der Diagonalverformungen erlaubte keine eindeutige Bewertung hinsichtlich einer Schrägrissentwicklung, da hier z. T. mehrere Biegerisse innerhalb des Messbereiches der Wegauf-

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

nehmer lagen (siehe Abbildung D.10). Die Versuchsgrenzlast wurde in diesem Versuch aufgrund der Zunahme der Vertikaldehnung V 4 (siehe Abbildung 6.19) und der visuellen Schrägrissentwicklung im linken und rechten Schubfeld im zweiten Lastwechsel von 100 kN detektiert. Der schräge Riss bei V 4 hat bereits die halbe Balkenhöhe erreicht und die Rissneigung beträgt ca. 45° .

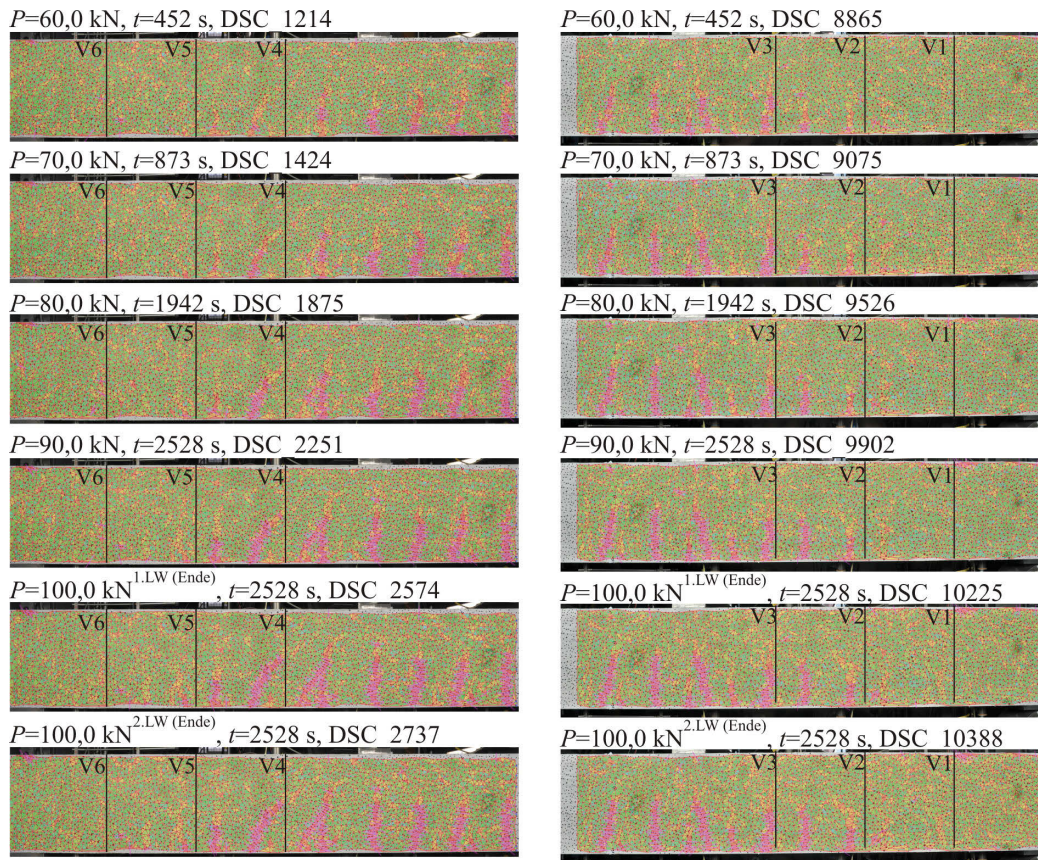


Abb. 6.18.: Photogrammetrische Auswertung zur Entwicklung des Schrägrisses zwischen 60 kN und 100 kN für BO03

Im Anschluss an Phase 1 wurde aus der Versuchsgrenzlast eine Belastung auf Gebrauchslastniveau von 71,4 kN abgeleitet und zyklische Lastwechsel entsprechend Abbildung C.6 durchgeführt. Während dieser Phase konnte keine Schädigungszunahme oder Veränderung im Tragverhalten des Balkens detektiert werden (siehe Abbildung D.10).

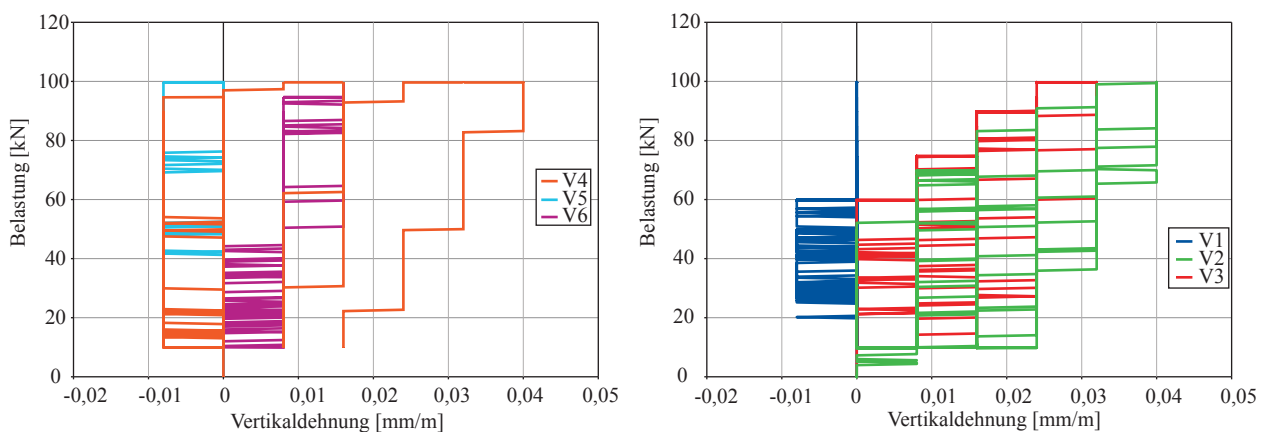


Abb. 6.19.: Be- und Entlastungs-Vertikaldehnungs-Verlauf in Phase 1 für BO03

In Phase 3 des Versuches wurde die Belastung erneut stufenweise gesteigert und der Körper zum Bruch gebracht. Das Last-Durchbiegungs-Diagramm (Abbildung D.11) zeigt den typischen Verlauf für ein sprödes Versagen, bei dem sich bis zum Bruch kein nicht-lineares Verformungsverhalten einstellt.

Einen sehr guten Eindruck über die vor dem Versagen ablaufenden Rissentwicklungsprozesse geben die photogrammetrischen Auswertungen (siehe Abbildung 6.20). Im rechten Schubfeld bildet sich bei 105 kN ein Dübelanriss, der in den folgenden Laststufen entlang der Längsbewehrung wächst und im Bruchzustand zu einer Ablösung des Betons oberhalb dieser führt. Der schräge Riss im rechten Schubfeld wächst vor allem im zweiten Lastwechsel von 110 kN deutlich in Richtung der Lasteinleitung und im Bereich von V 1 kann ein zweiter sich entwickelnder Schrägriss erkannt werden. Im linken Schubfeld bildet sich bei ca. 110 kN ebenfalls ein Dübelanriss. Allerdings wächst der schräge Riss hier nicht so deutlich weiter wie im rechten Schubfeld, wird also nicht instabil. Die Schrägrissentwicklungen können auch aus den Vertikaldehnungsmessungen abgelesen werden, wobei hier vor allem V 4 frühzeitig auf die schräge Rissbildung schließen lässt, da der Riss direkt durch den Messbereich des Wegaufnehmers verläuft.

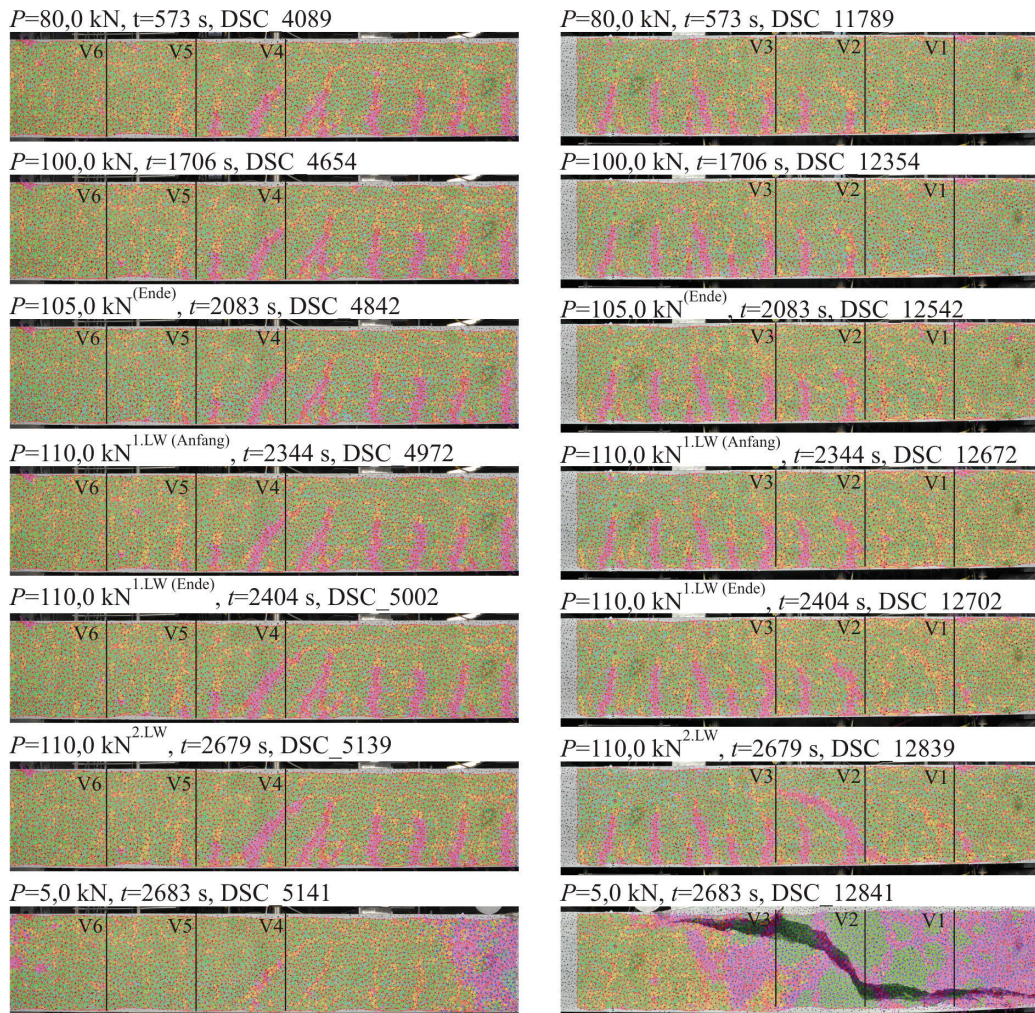


Abb. 6.20.: Photogrammetrische Auswertung zur Entwicklung des Schrägrisses bis zum Bruch für BO03

Die Betonstauchungen zeigen ab 105 kN ein vom linear-elastischen Verlauf abweichendes Verhalten. Trotz zunehmender Biegebeanspruchung werden die Stauchungen in der Druckzone geringer (siehe Abbildung 6.21 und D.11). Bei 110 kN wird der veränderte Lastabtrag (im Vergleich zur Balkentheorie) noch deutlicher.

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

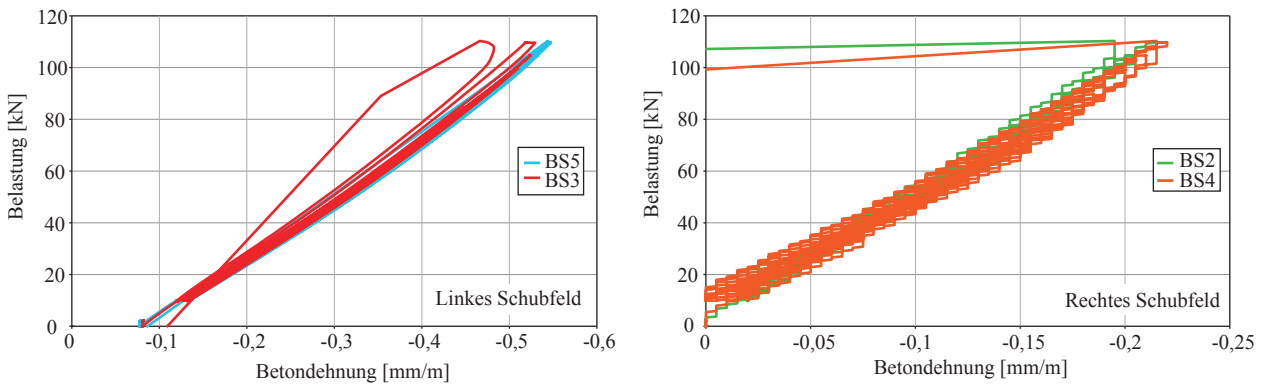


Abb. 6.21.: Be- und Entlastungs-Betonstauchungs-Diagramm für Phase 3 des Balkens BO03

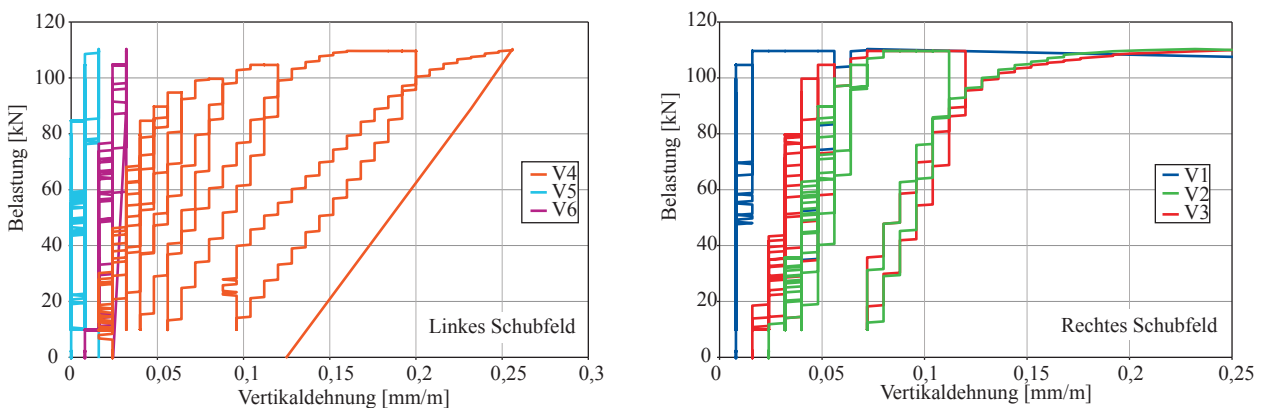


Abb. 6.22.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Vertikaldehnungen in Phase 3 für BO03

Die SE-Analyse bestätigt den beschriebenen Ablauf der Versagensentwicklung. In Abbildung 6.23 ist deutlich zu erkennen, dass die stärkere Rissaktivität im rechten Schubfeld liegt. Ab 100 kN sind dort starke Signale auch in den Entlastungsphasen zu erkennen, die auf eine zunehmende Schädigung hinweisen. Die hohe Aktivität an Sensor SE 8 steht in Verbindung mit den Verbundablösungen infolge des Dübelrisses und ist ein eindeutiges Anzeichen für irreversible Schädigungen im Endverankerungsbereich. Die zunehmende SE-Aktivität an den in der Druckzone angeordneten SE-Sensoren, ist auf die größere Beanspruchung dieser infolge des veränderten Lastabtrages und des Wachstums der Schrägrisse in Richtung der Lasteinleitung zu erklären. Das Versagen tritt im zweiten Lastwechsel von 100 kN durch das Ausknicken der durch den schrägen Riss im rechten Schubfeld stark reduzierten Betondruckzone ein.

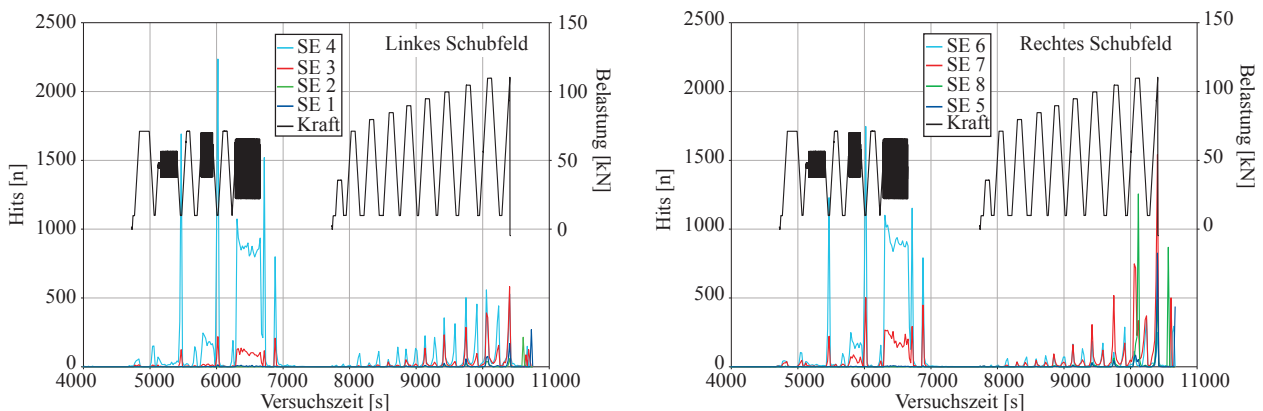


Abb. 6.23.: Entwicklung des SE-Parameters Hits in Phase 2 und 3 für BO03

6.3.4. Balken BO04

Der Balken BO04 mit einer Schubslankheit von $a/d = 5,2$ wurde in Phase 1 des Versuches stufenweise bis zur Detektion der Versuchsgrenzlaster bei 80 kN belastet (siehe Abbildung C.8). Bei ca. 20-25 kN begann die Biegerissbildung im Bereich konstanter Momentenbeanspruchung. In der photogrammetrischen Auswertung sind diese Bereiche erhöhter Zugdehnungen ab ca. 30 kN gut erkennbar (siehe Abbildung D.14). Im Diagramm der Last-Mittendurchbiegung (siehe Abbildung D.15) kann der Abschluss des Übergangs vom ungerissenen in den gerissenen Zustand zu 30 kN bestimmt werden. Die Ergebnisse der mittleren Krümmungen sind für diesen Balken nicht auswertbar, da der Neigungssensor NS 3 während des Versuches berührt wurde und einen Versatz der Messwerte enthält (siehe Abbildung D.15).

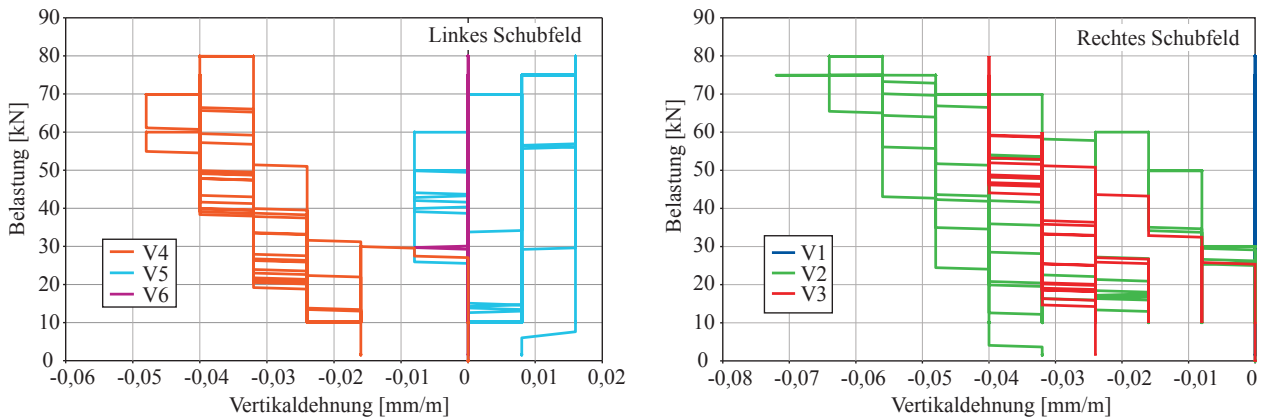


Abb. 6.24.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Vertikaldehnungen in Phase 1 für BO04

In der photogrammetrischen Auswertung ist die Ausbreitung der Biegerissbildung auf die Schubfelder ab einer Belastung von ca. 30-40 kN sichtbar. Während die Risse im linken Schubfeld gerade in die Druckzone wachsen, entwickelt sich im rechten Schubfeld ab ca. 50 kN ein leicht gekrümmter Riss zwischen V 3 und V 2 (Abbildung 6.24). Diese Rissbildung führt dazu, dass die Vertikaldehnungen V 2 und V 3 Druckstauchungen anzeigen, die durch eine sich ausbildende Druckstrebe erklärt werden können. V 5 zeigt ab 70 kN leichte Zugdehnungen an, doch sind diese bei Betrachtung der photogrammetrischen Auswertungen als unkritisch zu beurteilen. Im rechten Schubfeld entwickeln sich ab 70 kN weitere schräge Risse, die sich in den nachfolgenden Laststufen deutlicher ausbilden. Die höhere Rissaktivität im rechten Schubfeld wird durch die aufgezeichneten Schallemissionssignale bestätigt (Abbildung 6.25). Die Diagonaldehnungsmessungen erlauben aufgrund der Biegerisse im Messbereich keine eindeutige Aussage zur Schubrissentwicklung (Abbildung D.15).

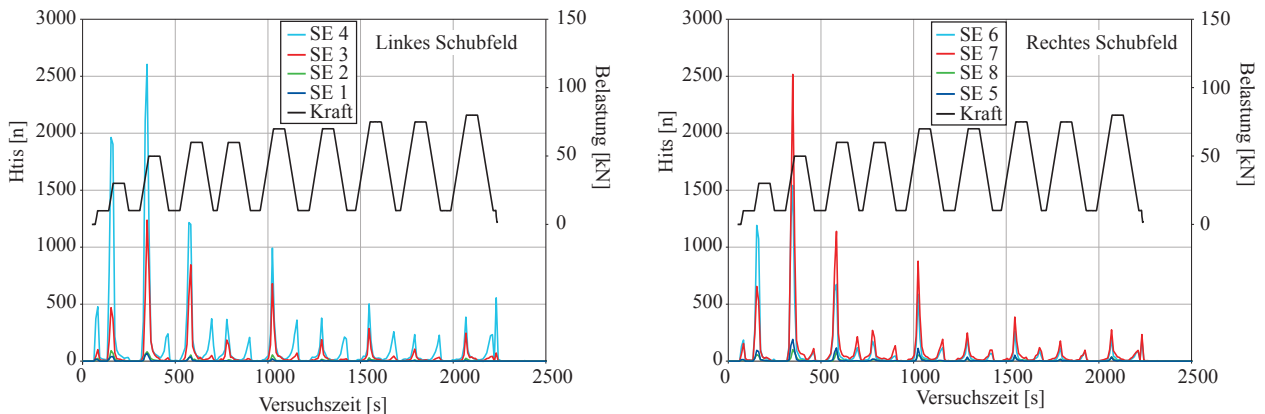


Abb. 6.25.: Entwicklung des SE-Parameters Average Frequency in Phase 1 für BO04

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

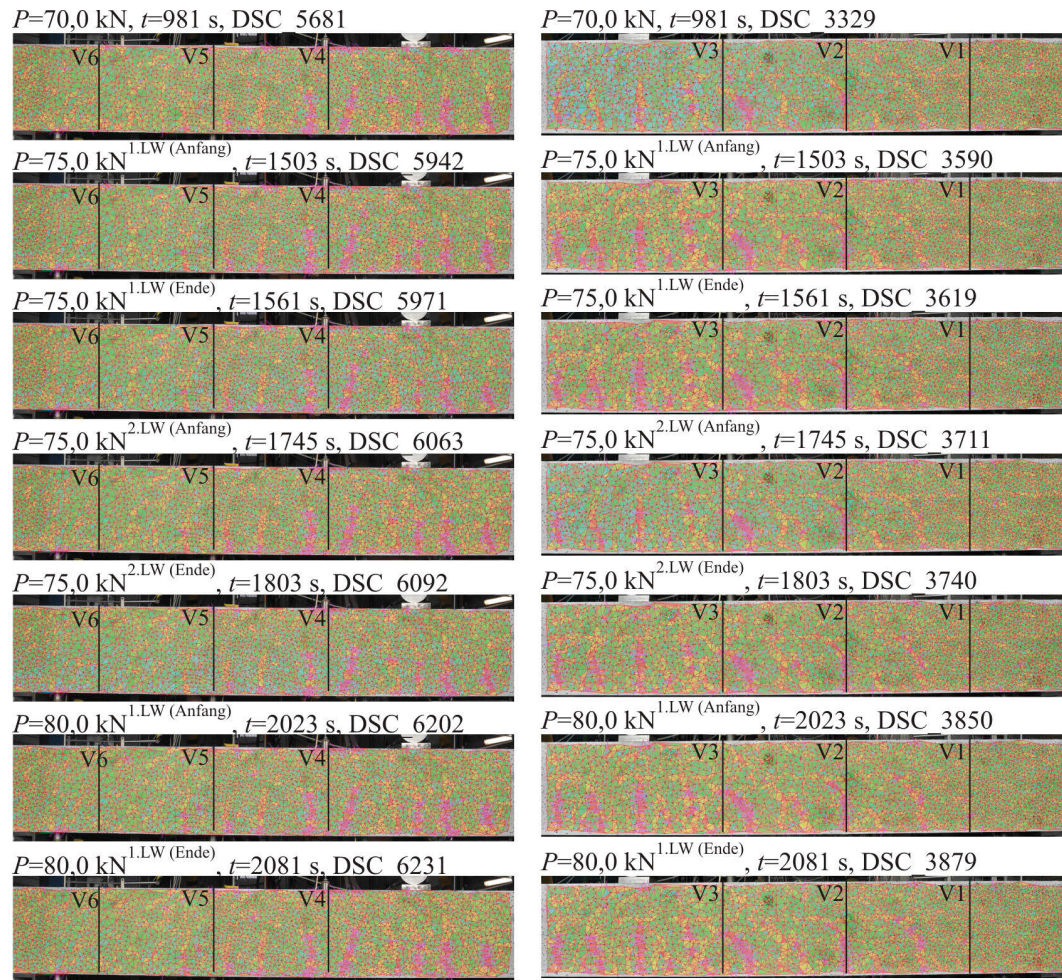


Abb. 6.26.: Photogrammetrische Auswertung der Schräggrissentwicklung zwischen 70 und 80 kN für BO04

Die Versuchsgrenzlast wurde bei 80 kN aufgrund der visuellen Beurteilung des Rissbildes, speziell der starken Neigung der Risse im rechten Schubfeld, die bereits die halbe Balkenhöhe überschritten hatten, definiert (Abbildung 6.26).

Die in Phase 2 durchgeführten zyklischen Lastwechsel auf Gebrauchslastniveau wurden ohne jegliche Schädigungszunahmen oder Veränderungen im Tragverhalten ertragen. Dies ist an den Darstellungen der Vertikaldehnungsentwicklung über die Versuchszeit erkennbar (siehe Abbildung D.15).

Nach den zyklischen Lastwechseln wurde die Belastung stufenweise bis zum Schubbruch im rechten Schubfeld bei 100 kN gesteigert. Auch in diesem Versuch konnte anhand des globalen Verformungsverhaltens (Durchbiegung) keine Vorankündigung des plötzlichen Versagens festgestellt werden (siehe Abbildung D.16).

Die photogrammetrische Auswertung der Phase 3 lässt dagegen die bis zum Bruch ablaufenden Rissbildungs- und Versagensprozesse sehr anschaulich nachvollziehen (siehe Abbildung 6.27). Die schräge Rissbildung konzentriert sich hauptsächlich auf das rechte Schubfeld, während im linken Schubfeld nur gerade Biegerisse erkennbar sind. Die schrägen Risse im rechten Schubfeld wachsen immer weiter in Richtung der Lasteinleitung. Ab 85 kN können auch Verdübelungsrisse in Höhe der Längsbewehrung erkannt werden. Aus den Messungen der Betonstauchungen über den Schubfeldern kann ab ca. 95 kN eine Umkehr der Verläufe erkannt werden, was auf eine Veränderung des inneren Lastabtrages hindeutet (siehe Abbildung D.16). Ab 95 kN zeigen auch die Vertikaldehnungen eine nicht-lineare Zunahme der Verformungen (siehe Abbildung 6.28).

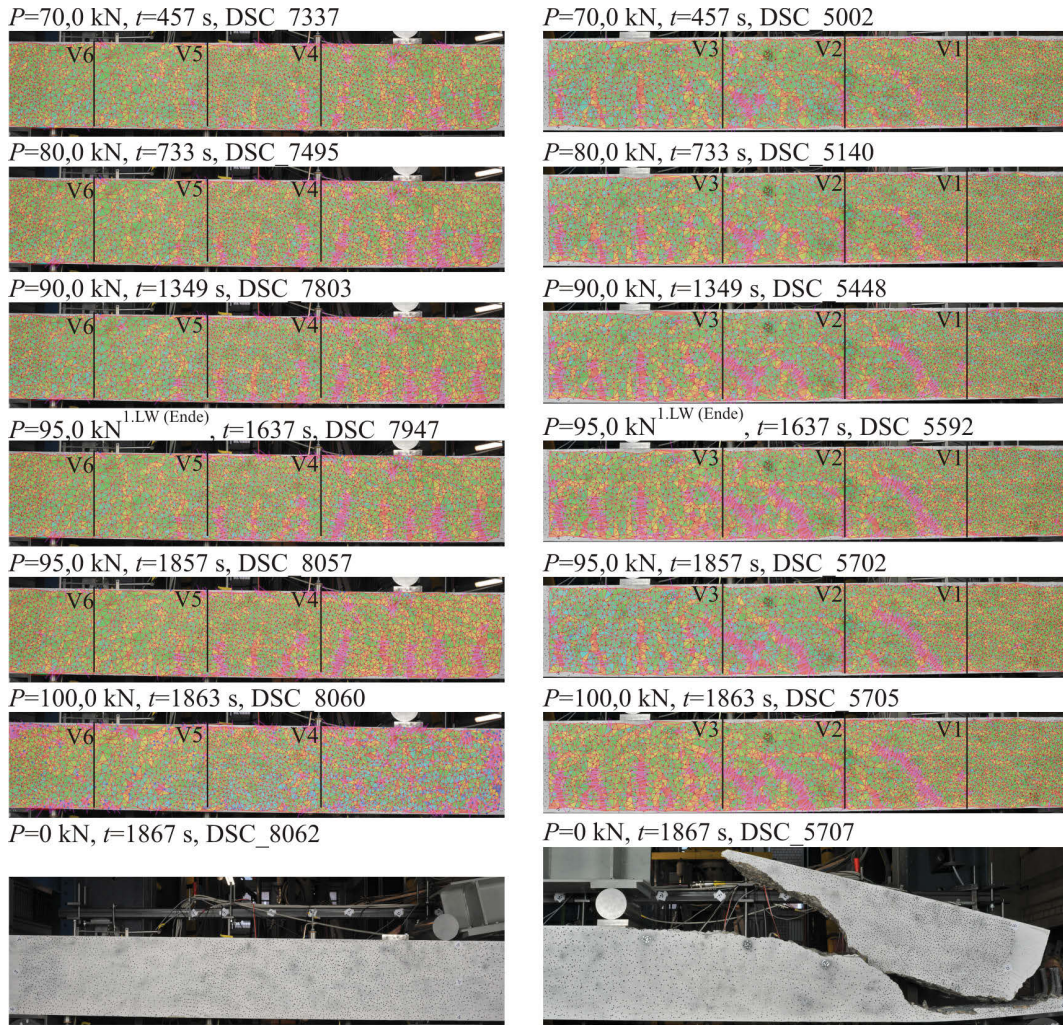


Abb. 6.27.: Photogrammetrische Auswertung zur Entwicklung des Schrägrisses bis zum Bruch für BO04

Die stärkere Beanspruchung und damit Rissaktivität des rechten Schubfeldes ist auch aus den Ergebnissen der SEA zu erkennen. Besonders die in den letzten Laststufen stark ansteigenden Signale der Sensoren SE2 und SE8 an den Auflagern deuten auf eine Schädigungsentwicklung im Verankerungsbereich hin (siehe Abbildung 6.29). Der Bruch tritt durch ein Ausknicken der Druckstrebe im rechten Schubfeld in Verbindung mit einem Absprengen des durch den Schrägriss abgetrennten Bereichs entlang der Längsbewehrung ein.

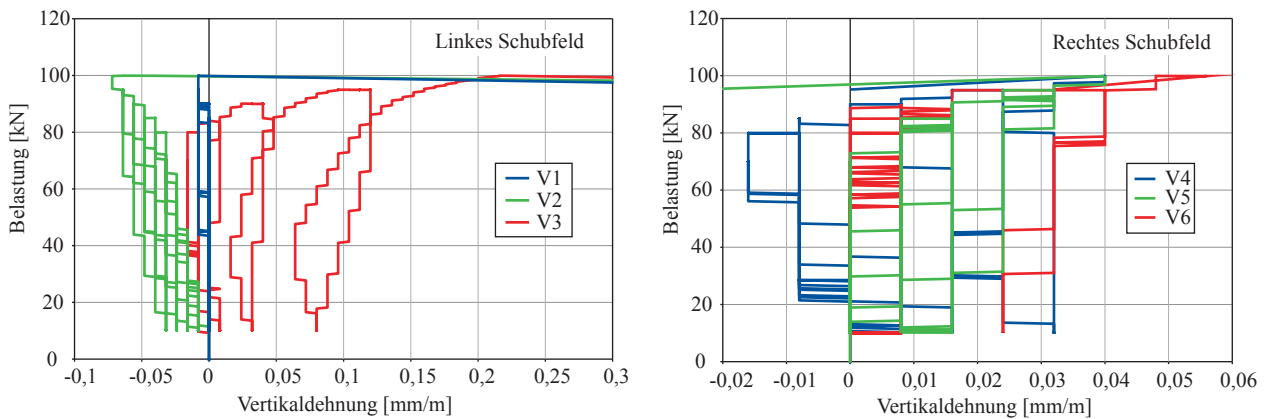


Abb. 6.28.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Vertikaldehnungen in Phase 3 für BO04

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

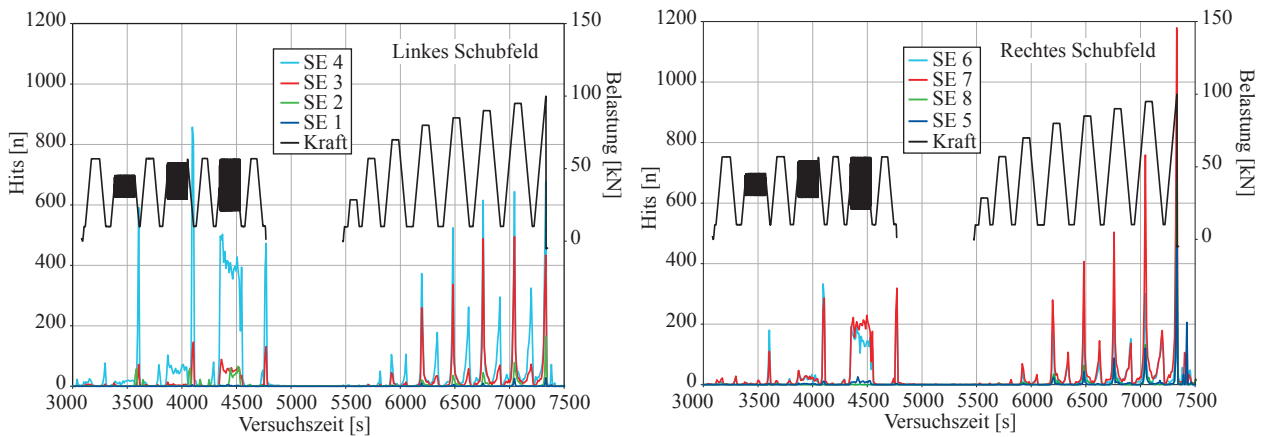


Abb. 6.29.: Entwicklung des SE-Parameters Hits in Phase 2 und 3 für BO04

6.4. Versuchsergebnisse mit schwacher Bügelbewehrung

6.4.1. Balken BQ01

Der Balken BQ01 mit einer Schubslankheit von $a/d = 3,0$ wurde in Phase 1 stufenweise bis zur Detektion der Versuchsgrenzlast bei 130 kN belastet. Die Biegerissentwicklung setzte ab ca. 30 kN ein (siehe Abbildung E.1). In den Diagrammen der Mittendurchbiegung und mittleren Krümmung im Biegebereich (siehe Abbildung E.2) ist eine Steifigkeitsänderung ab ca. 34 kN erkennbar.

Ab ca. 60 kN treten auch in den Schubfeldern die ersten Biegerisse auf. Diese wachsen in den folgenden Laststufen stetig weiter nach oben, während die Biegerisse in Balkenmitte stagnieren (siehe Abbildung 6.30). In Abbildung 6.30 lässt sich ab ca. 100 kN die Schrägrissentwicklung im linken Schubfeld bei V8 und im rechten Schubfeld zwischen V2 und V3 erkennen. Für einen Balken ohne Bügelbewehrung wäre hier bereits bei 100 kN der kritische Risszustand erreicht. Die stärkere Rissbildung im rechten Schubfeld kann sehr gut aus dem stärker geneigten Verlauf der mittleren Krümmungen abgelesen werden (siehe Abbildung E.2).

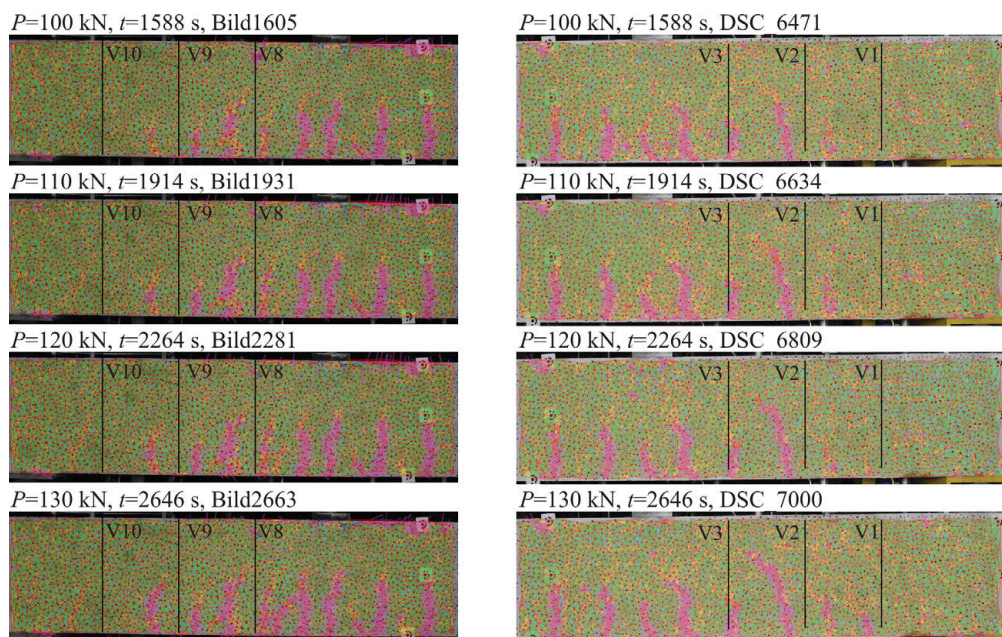


Abb. 6.30.: Photogrammetrische Auswertung des Rissbildungszustandes in Phase 1 für BQ01

Diese schrägen Rissentwicklungen können auch an den zunehmenden Vertikaldehnungen abgelesen werden (siehe Abbildung 6.31), wo ab 120 kN deutliche plastische Zuwächse zu erkennen sind. Die verstärkte Rissbildungsaktivität in den Schubfeldern ist aus den Diagrammen der Schallemissionsanalyse (Hits, Amplitude, Average Frequency) erkennbar (siehe Abbildungen 6.35 und E.4). Während die Signale im Biegebereich ab 100 kN geringer werden, steigen die Signale an den Sensoren SE 3 und SE 7 in den Schubbereichen und auch die an den auflagnahen Sensoren SE 2 und SE 8 deutlich an. Ein weiteres Indiz für eine einsetzende Schädigung sind die SE-Signale in den Entlastungsphasen nach den Laststufen 120 und 130 kN. Bei 130 kN wurde aufgrund der zunehmenden Vertikaldehnungen, der Verschiebung der Rissaktivität in die Schubfelder und gleichzeitiger Stagnation der Risse im Biegebereich sowie des visuellen Eindrucks des Rissbildes, insbesondere der Unterschreitung der Neigung von 45° der Risspitze im rechten Schubfeld, die Versuchsgrenzlast detektiert.

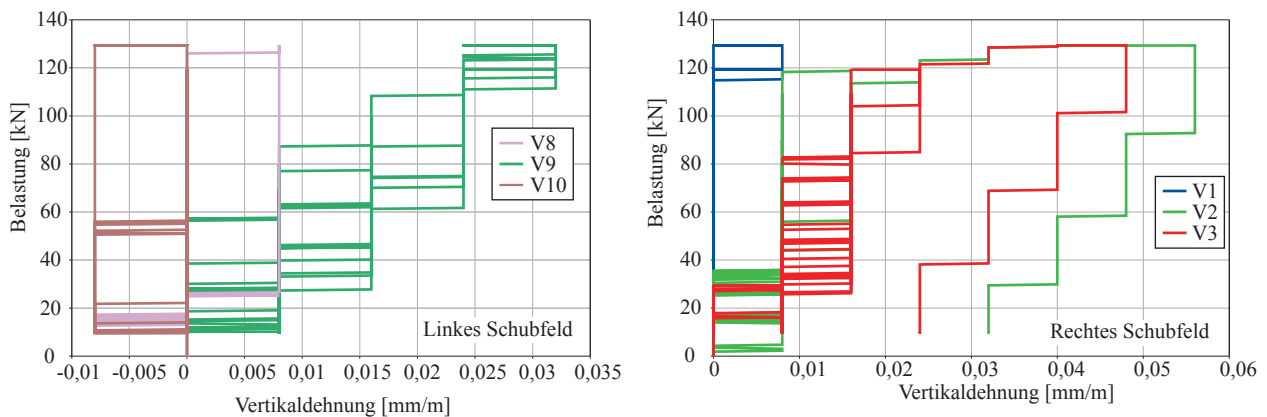


Abb. 6.31.: Be- und Entlastungs-Vertikaldehnungs-Verlauf in Phase 1 für BQ01

Die in Phase 2 durchgeführten zyklischen Lastwechsel auf Gebrauchslastniveau wurden ohne jegliche Schädigungszunahmen oder Veränderungen im Tragverhalten ertragen. Dies ist an den Darstellungen der Vertikaldehnungsentwicklung über die Versuchszeit erkennbar (siehe Abbildung E.2).

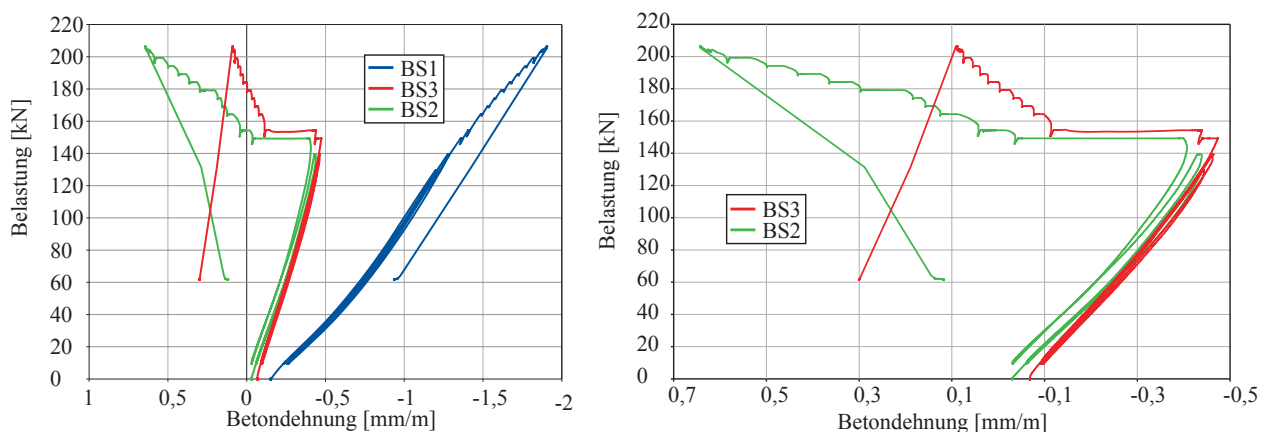


Abb. 6.32.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Betondehnungen in Phase 3 für BQ01

In Phase 3 wurde die Last erneut auf 130 kN gebracht und anschließend stufenweise (10 kN Schritte) bis zum Bruch gesteigert. Bei Erreichen von 130 kN ist die schräge Rissausbildung im rechten Schubfeld deutlich zu erkennen. Der Riss ist stark in Richtung der Last geneigt und die Betondruckzone stark eingeschnürt (siehe Abbildung 6.33). Bei Erhöhung auf 140 kN beginnt das Risswachstum instabil zu werden, der schräge Riss verlängert sich sichtbar in Richtung Last und gleichzeitig bildet

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

sich ein Dübelanriss in Richtung der Endverankerung. Auch beginnt sich der zweite schräge Riss bei V 1 zu vergrößern. Zwischen 140 und 150 kN kommt es zu einem deutlich instabilen Rissfortschritt im linken, wie auch rechten Schubfeld.

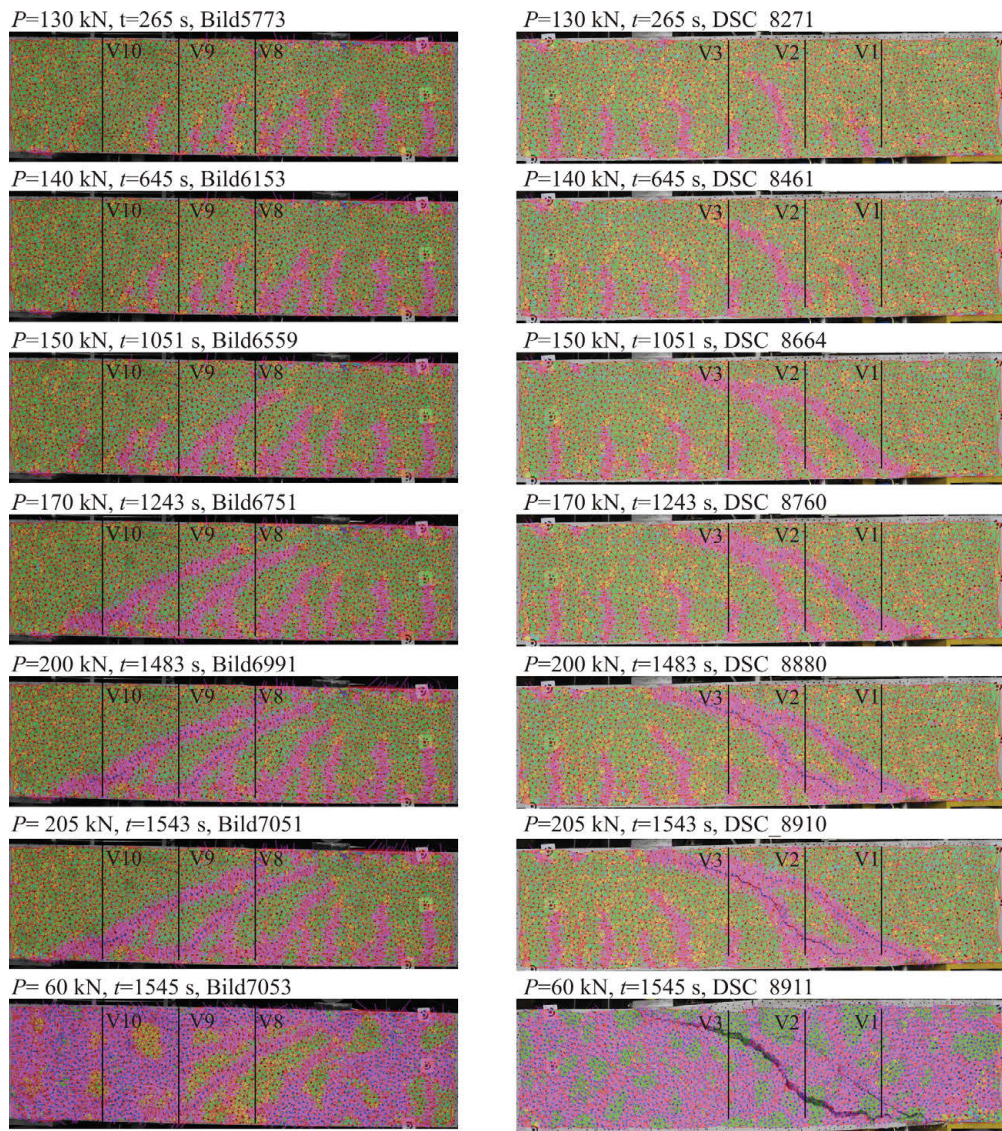


Abb. 6.33.: Photogrammetrische Auswertung des Rissbildungszustandes in Phase 3 für BQ01

Dieser Zustand muss als eine irreversible (globale) Schädigung bezeichnet werden, da sich auch in den anderen Messergebnissen eine Veränderung des Lastabtrages ab diesem Zeitpunkt erkennen lässt. Die Messungen der Betonstauchungen zeigen ab 130 kN und deutlicher in den nachfolgenden Laststufen ein Abknicken und einen Richtungswechsel (siehe Abbildung 6.32), was durch die Veränderung des Lastabtrages vom Balken hin zu einem Sprengwerk erklärt werden kann. Auch die Vertikaldehnungen deuten auf die Rissbildung und -öffnung hin (siehe Abbildung E.3). Aus der Schallemissionsanalyse ist in diesen Phasen eine fast kontinuierliche Emission und starke Signale an den auflagnernahen Sensoren sowie denen in der Druckzone (siehe Abbildung 6.35) ablesbar. Diese starke und instabile Rissentwicklung kann auch in den Krümmungen und Durchbiegungen erkannt werden (siehe Abbildung E.3).

Der Balken versagt nach dem Zusammenwachsen der schrägen Risse bei 205 kN durch einen Biegeschubbruch. Das Ausknicken der stark reduzierten Druckzone bzw. Druckstrebe oberhalb des schrägen Risses führt zum Reißen des Bügels und damit zum Versagen des Balkens. Die exzessive

Rissbildung und -öffnung vor dem Versagen muss als deutliche Versagensvorankündigung gewertet werden. Das Versagen trat duktil und nicht spröde ein. Der Balken zeigte eine enorme Laststeigerungsmöglichkeit und plastisches Verformungsvermögen nach Detektion der Versuchsgrenzlasterlast.

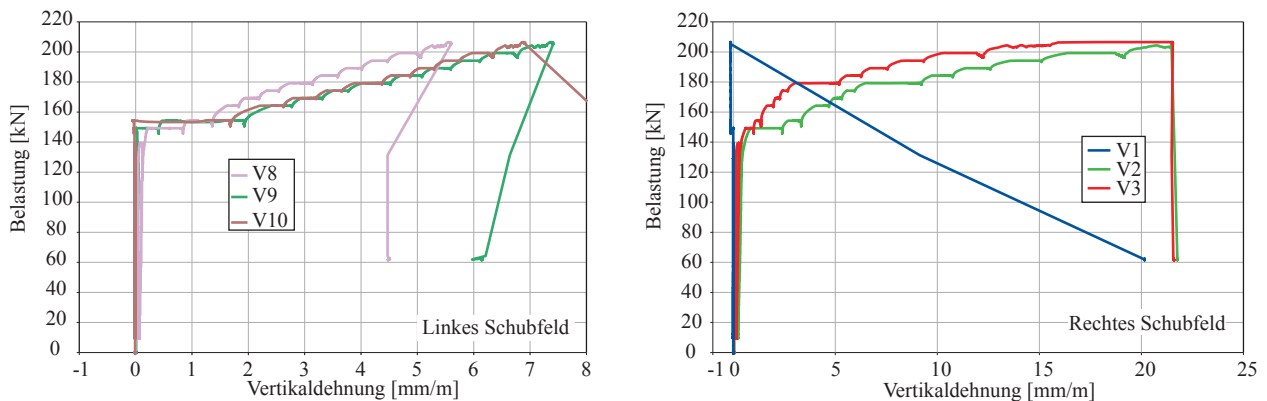


Abb. 6.34.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Vertikaldehnungen in Phase 3 für BQ01

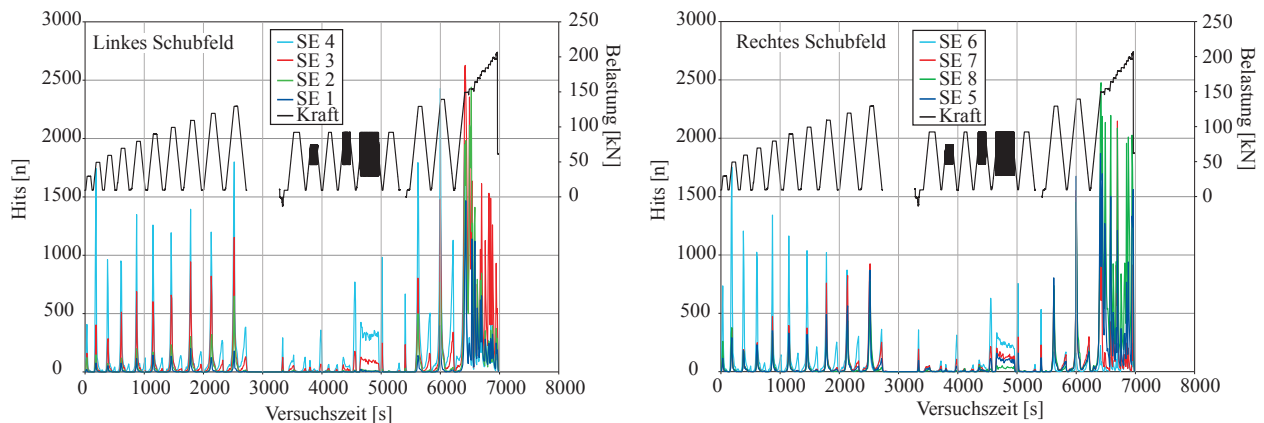


Abb. 6.35.: Entwicklung des SE-Parameters Hits für BQ01

6.4.2. Balken BQ02

Der Balken BQ02 mit einer Schubslankheit von $a/d = 3,5$ wurde in Phase 1 stufenweise bis zur Detektion der Versuchsgrenzlasterlast bei 115 kN belastet. Die Biegerissentwicklung setzte ab ca. 30 kN ein (siehe Abbildung E.5). In den Diagrammen der Mittendurchbiegung und mittleren Krümmung im Biegebereich (siehe Abbildung E.6) kann eine Steifigkeitsänderung und damit der Übergang in den Zustand II bei ca. 35 kN abgelesen werden.

Ab ca. 60 kN verschiebt sich die Biegerissentwicklung in Richtung der Auflager, wobei im rechten Schubfeld bereits ab 75 kN eine schräge Rissentwicklung festgestellt werden kann (siehe Abbildung 6.36). Mit steigender Belastung bildet sich dieser schräge Riss immer stärker aus und verbindet sich ab 95 kN mit einem Biegeriss. Im linken Schubfeld kann bei V 8 die schräge Entwicklung eines Biegerisses ab 100 kN beobachtet werden, wobei diese aufgrund der geringen Rissneigung als noch nicht kritisch zu beurteilen ist. Die Vertikaldehnungen (siehe Abbildung 6.37) bestätigen die Rissaktivität. Während V 2 bis 100 kN durch den Einfluss der sich über den schrägen Riss abstützenden Druckstrebe zunächst Druckstauchungen anzeigt, schwenkt diese ab 110 kN in Zugdehnungen um, was durch die Vergrößerung des schrägen Risses erklärbar ist. Die Versuchsgrenzlasterlast wurde bei 115 kN aufgrund der deutlichen Vergrößerung des Schrägrisses und des beginnenden Dübelerisses

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

detektiert. Zudem waren bei 115 kN weitere Schrägrissbildungen bei V 1 und zwischen V 9 und V 10 erkennbar, die ebenfalls stark geneigt in Richtung Last wachsen. In der anschließenden Phase 2 der zyklischen Lastwechsel konnten keine Verformungszunahmen und somit irreversible Schädigungen des Balkens festgestellt werden (siehe Abbildung E.6).

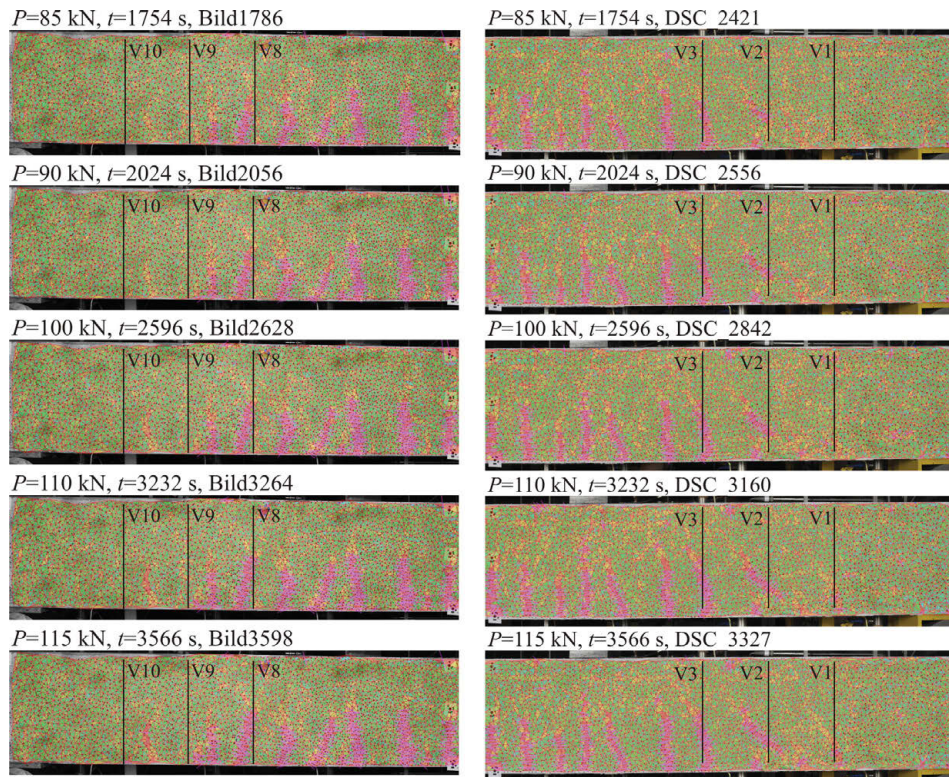


Abb. 6.36.: Photogrammetrische Auswertung des Rissbildungszustandes für BQ02

In Phase 3 wurde die Last zunächst auf die vorher erreichte Versuchsgrenzlast von 115 kN gebracht und anschließend in 10 kN-Schritten bis zum Bruch bei 192 kN gesteigert.

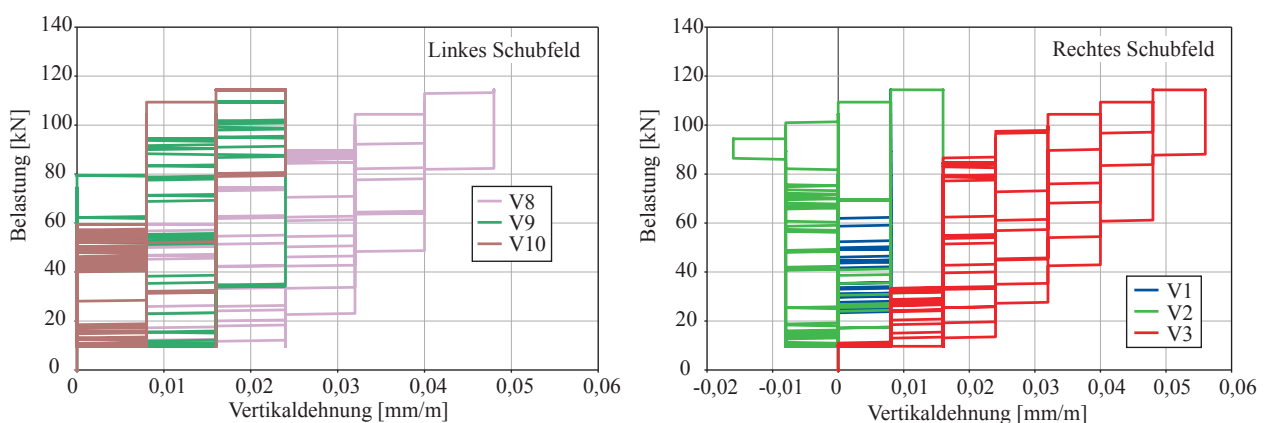


Abb. 6.37.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Vertikaldehnungen in Phase 1 für BQ02

In Abbildung 6.40 kann die Rissentwicklung in Phase 3 sehr anschaulich nachvollzogen werden. Ab einer Belastung von 135 kN stoppt das Risswachstum im Biegebereich vollständig. Dagegen beginnt die Rissbildung in den Schubfeldern instabil zu werden, d. h. die Risse nehmen überproportional an Länge und Breite zu. Zunächst ist das rechte Schubfeld das aktivere und ab 145 kN verlängern sich die Schrägrisse deutlich. Im linken Schubfeld beginnt die Rissbildung ebenfalls instabil zu werden.

Diese Rissentwicklung und -ausbildung stellt einen eindeutigen Schädigungszustand dar, der auch sehr gut aus den Verläufen der Betonstauchungen BS 2 und BS 3 erkannt werden kann und eine Veränderung des inneren Lastabtrages bewirkt. Abbildung 6.38 zeigt ab 120 kN eine Umkehr in den Verläufen der Betondehnungen und die plastischen Verformungen von BS 2 bei 135 bzw. 145 kN und BS 3 bei 165 kN können sehr gut mit der Entwicklung der schrägen Risse in Verbindung gebracht werden.

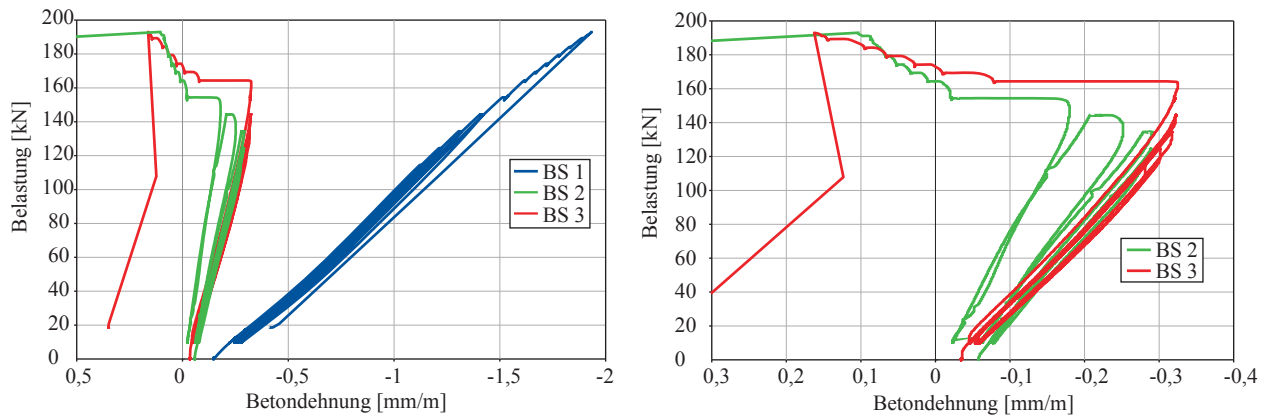


Abb. 6.38.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Betondehnungen in Phase 3 für BQ02

Die schrägen Rissentwicklungen können auch aus den Vertikaldehnungen (Abbildung 6.39) und den Ergebnissen der SEA (Abbildung 6.41) abgelesen werden. Die großen Vertikaldehnungen beweisen die Duktilität des Bauteiles und die plastischen Dehnungen sind auf ein Fließen der Bügelbewehrung zurückzuführen. Die an den SE-Sensoren gemessene Aktivitäten bestätigen die starke Rissentwicklung in den Schubfeldern. Die hohen Signale in den Entlastungsphasen deuten auf Rissreibung und somit auf beginnende irreversible Verformungen hin. Das Wachstum der schrägen Risse in die Druckzone ist durch die erhöhten Signale an den Sensoren SE 1 und SE 5 ablesbar.

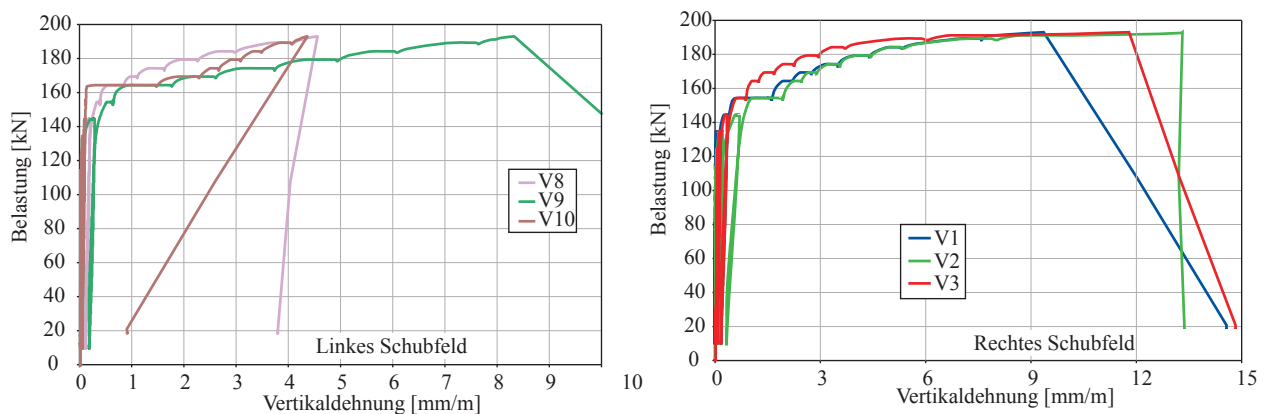


Abb. 6.39.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Vertikaldehnungen in Phase 3 für BQ02

Ab 175 kN ist in beiden Schubfeldern ein fortschreitendes Wachstum der schrägen Risse entlang der Längsbewehrung (Dübelrisse) zu bemerken, was dazu führt, dass in diesen Bereichen der Verbund zwischen Beton und Bewehrung fast vollständig aufgehoben wird. Der Bruch tritt infolge dieser Verbundlösung ein, da sich die Betondruckstrebe im Auflagerungsbereich nur noch in der Endverankerung abstützen kann. Die sich vereinigenden schrägen Risse im rechten Schubfeld schlagen bis zur Last durch und die fortschreitende Rissöffnung führt zu einem Zerreißen der Bügel und damit zum Versagen durch das Abreißen der Druckzone bzw. Druckstrebe vom Zuggurt.

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

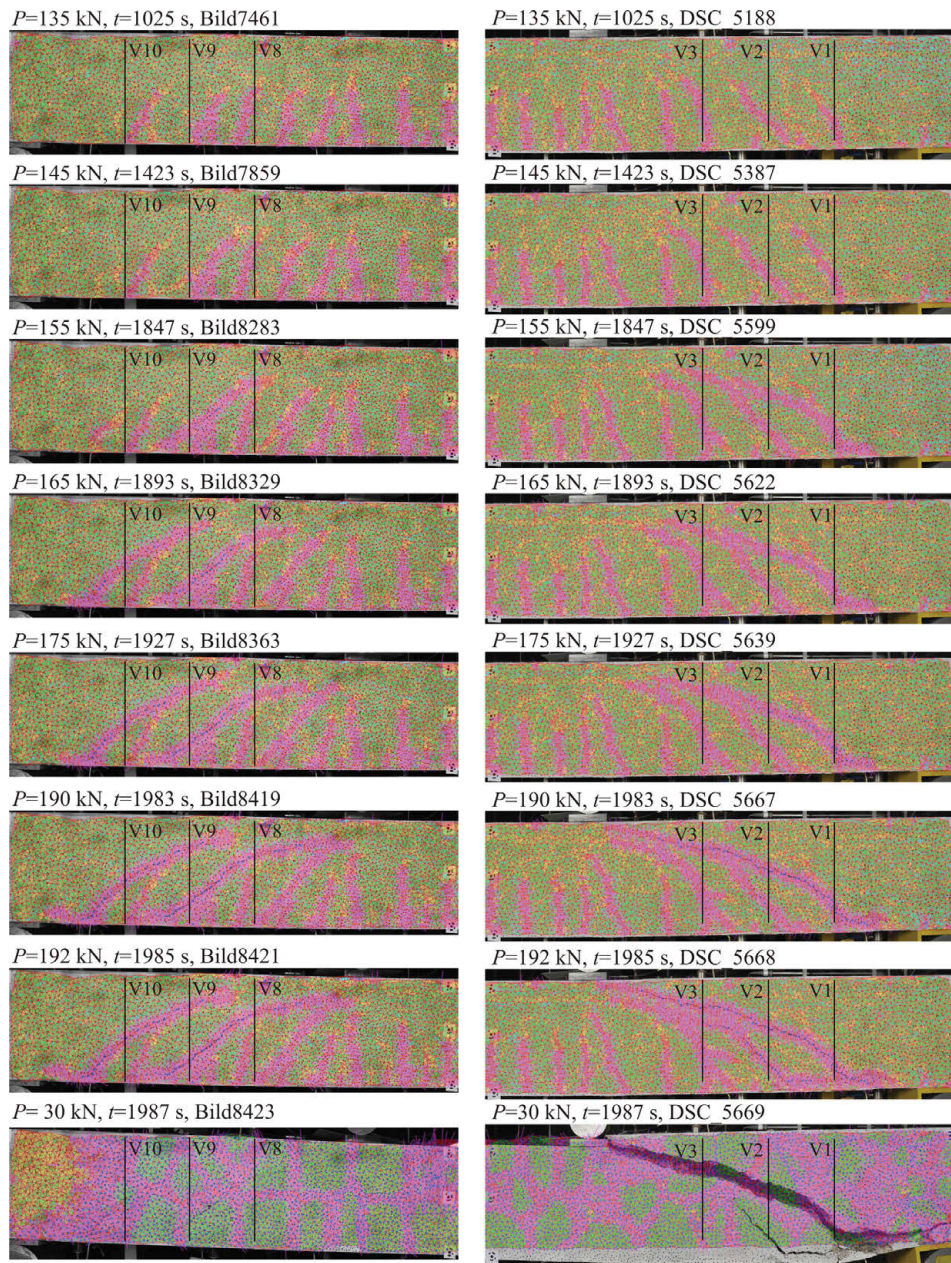


Abb. 6.40.: Photogrammetrische Auswertung des Rissbildungszustandes in Phase 3 für BQ02

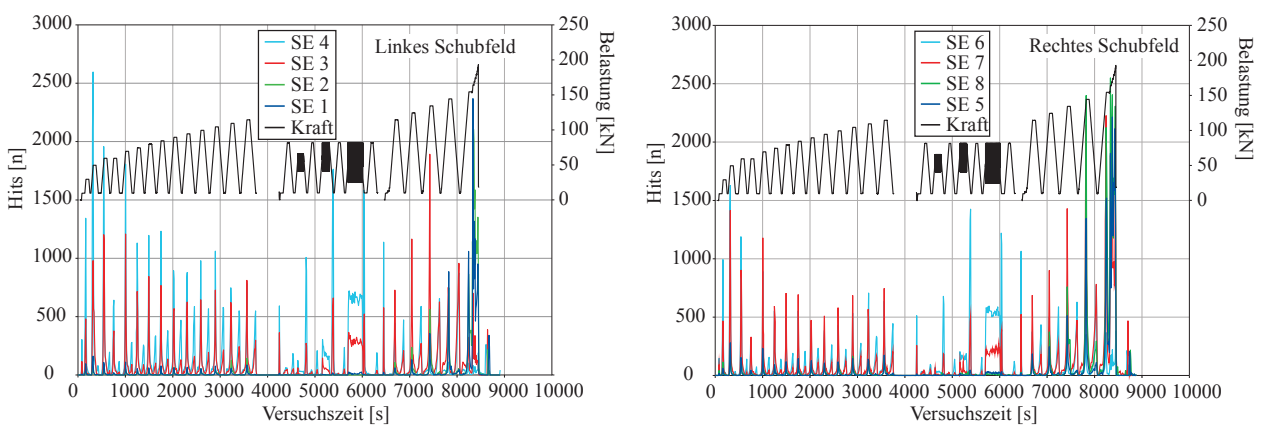


Abb. 6.41.: Entwicklung des SE-Parameters Hits für BQ02

6.4.3. Balken BQ03

Der Balken BQ03 mit einer Schubslankheit von $a/d = 4,1$ wurde in Phase 1 stufenweise bis zur Detektion der Versuchsgrenzlast bei 100 kN belastet. Aus den Diagrammen der Mittendurchbiegung und der mittleren Krümmung im Biegebereich (siehe Abbildung E.9) kann eine Steifigkeitsänderung ab ca. 35 kN abgelesen werden. In der photogrammetrischen Auswertung sind bereits ab ca. 30 kN Biegerissentwicklungen erkennbar (siehe Abbildung E.8).

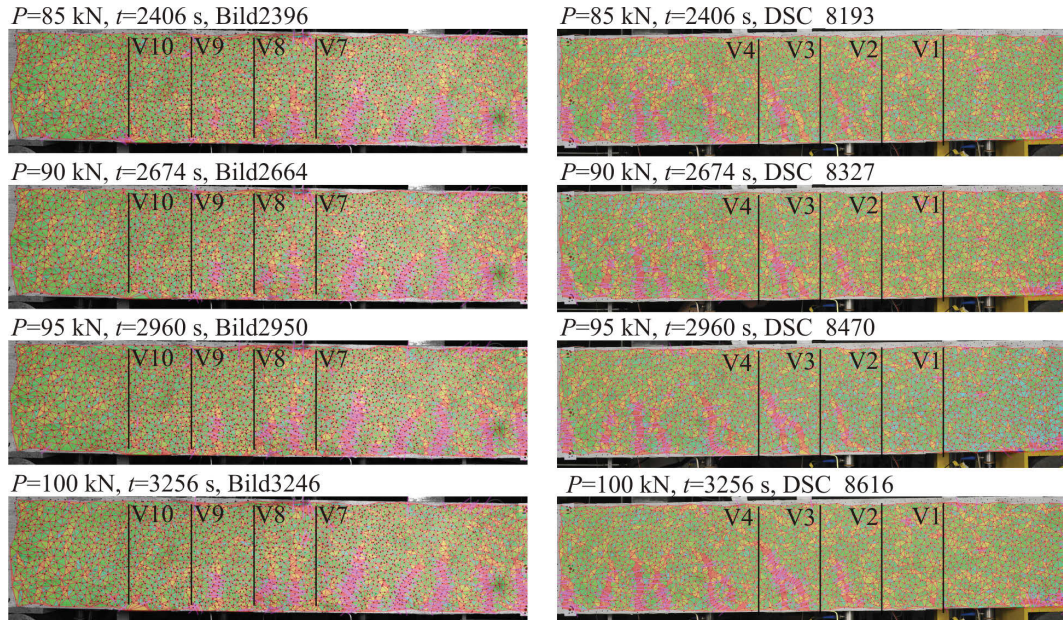


Abb. 6.42.: Photogrammetrische Auswertung des Rissbildungszustandes in Phase 1 für BQ03

Ab ca. 50 kN beginnt sich die Biegerissentwicklung in die Schubfelder auszuweiten. Dies ist zum einen aus den photogrammetrischen Auswertungen (siehe Abbildung 6.42) erkennbar, zum anderen aber auch aus der Verlagerung der SE-Aktivität von den Sensoren SE 4 und SE 6 zu den Sensoren im Schubbereich SE 3 und SE 7 zeigt diese Ausweitung des gerissenen Bereiches. Im rechten Schubfeld ist ab ca. 80 kN deutlich die Entstehung eines sich krümmenden Biegerisses erkennbar und in den nachfolgenden Laststufen bildet sich ein zweiter Biegeriss, der sich dann schnell krümmt und sich mit dem ersten Schrägriss verbindet. Neben V 2 und V 1 sind bereits weitere Schrägrissentstehungen erkennbar. Diese zeigen sich auch in den Vertikaldehnungsmessungen von V 2 ab 90 kN (Abbildung 6.43). Im linken Schubfeld sind zu diesem Zeitpunkt noch keine schrägen Rissentwicklungen erkennbar bzw. messbar.

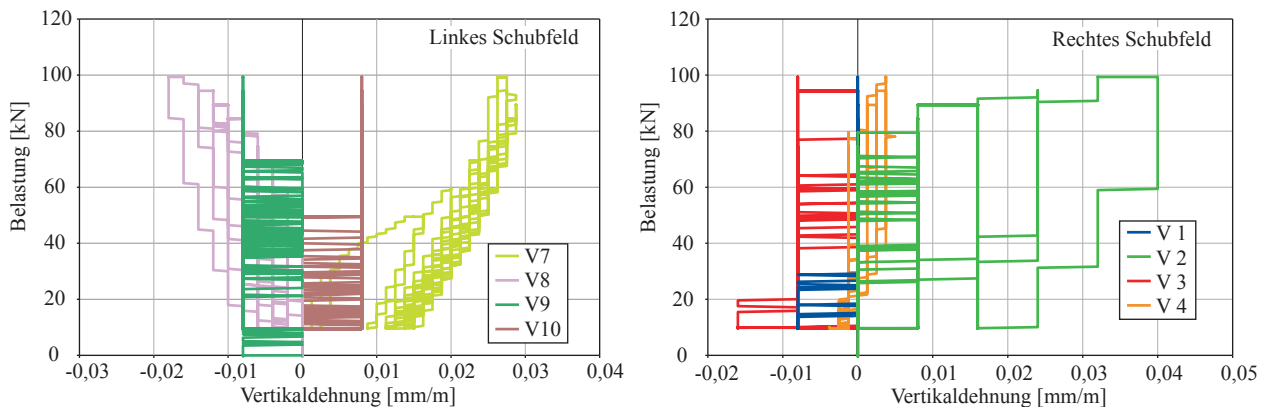


Abb. 6.43.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Vertikaldehnungen in Phase 1 für BQ03

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

Die Versuchsgrenzlaster wird bei 100 kN aufgrund der schrägen Rissentwicklung (Neigung der Risspitze unter 45° und zunehmende Vertikaldehnung) im rechten Schubfeld detektiert. Die anschließend durchgeführten zyklischen Lastwechsel auf Gebrauchslastniveau führten zu keinen Verformungszunahmen und somit auch zu keiner fortschreitenden Schädigung des Balkens. In Phase 3 wurde die Belastung stufenweise bis zum Bruch bei 182 kN gesteigert.

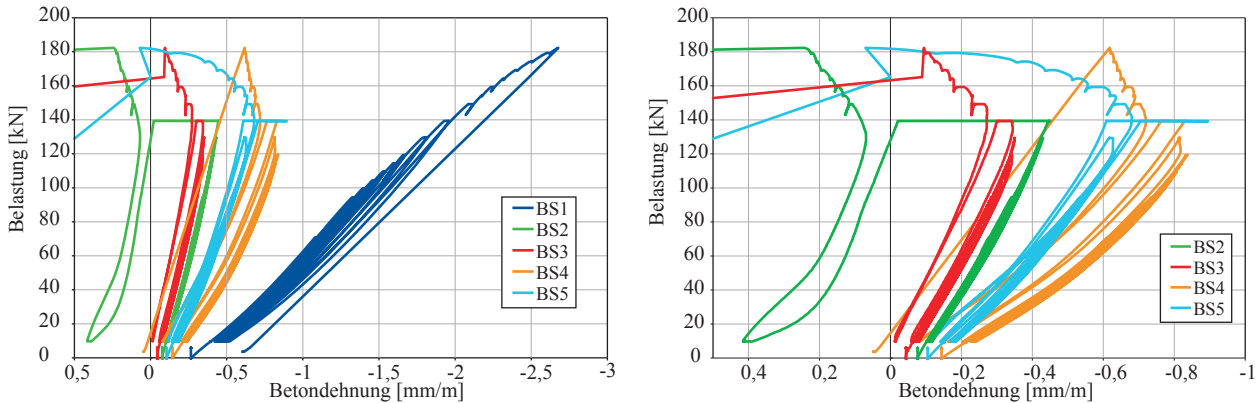


Abb. 6.44.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Betonstauchungen in Phase 3 für BQ03

Nach Überschreiten der Versuchsgrenzlaster von 100 kN beginnt in Phase 3 das instabile Risswachstum (siehe Abbildung 6.46). Der schräge Riss im rechten Schubfeld vergrößert sich deutlich und wächst weiter in Richtung der Lasteinleitung. Dabei bilden sich verstärkt Dübelrisse entlang der Längsbewehrung. Auch im linken Schubfeld beginnt die Phase der instabilen Rissvergrößerung und bei 140 kN kommt es zu einer schlagartigen Ausbildung eines schrägen Risses in Auflagernähe. In Abbildung 6.46 ist ab 160 kN zu erkennen, dass sich im rechten Schubfeld der Verbund zwischen Längsbewehrung und Beton fast vollständig gelöst hat. Jedoch kann sich die Druckstrebe ausreichend in der Endverankerung abstützen und wird von der Bügelbewehrung am Ausknicken gehindert. Da die schrägen Risse im rechten Schubfeld nicht weiter in die Druckzone nach oben, sondern fast ausschließlich horizontal verlaufen, kann sich eine breite Betondruckstrebe ausbilden und sich ein sicherer, stabiler Gleichgewichtszustand einstellen.

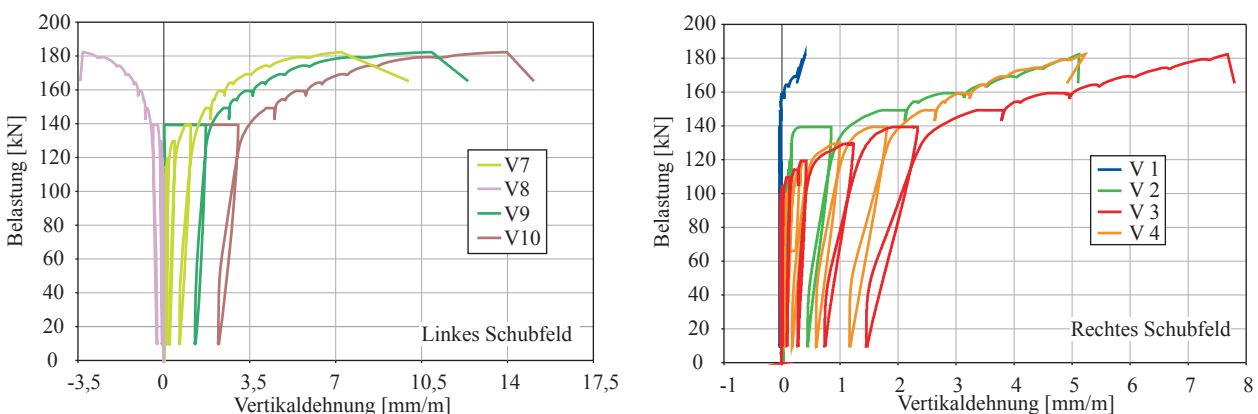


Abb. 6.45.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Vertikaldehnungen in Phase 3 für BQ03

Der veränderte Lastabtrag innerhalb des Balkens kann anschaulich an den gemessenen Betondehnungen in der Druckzone abgelesen werden (Abbildung 6.44). Ab ca. 130 kN ist eine Veränderung im Verlauf der Kraft-Betonstauchungs-Diagramme zu erkennen, die darauf schließen lassen, dass der innere Lastabtrag nicht mehr nach der linearen Balkentheorie funktioniert, sondern die Last über eine Bogen- bzw. Sprengwerkwirkung abgetragen wird. Die Vertikalverformungen zeigen im

rechten Schubfeld bereits ab 110 kN und im linken ab ca. 130 kN deutliche Schubrissentwicklungen an (Abbildung 6.45).

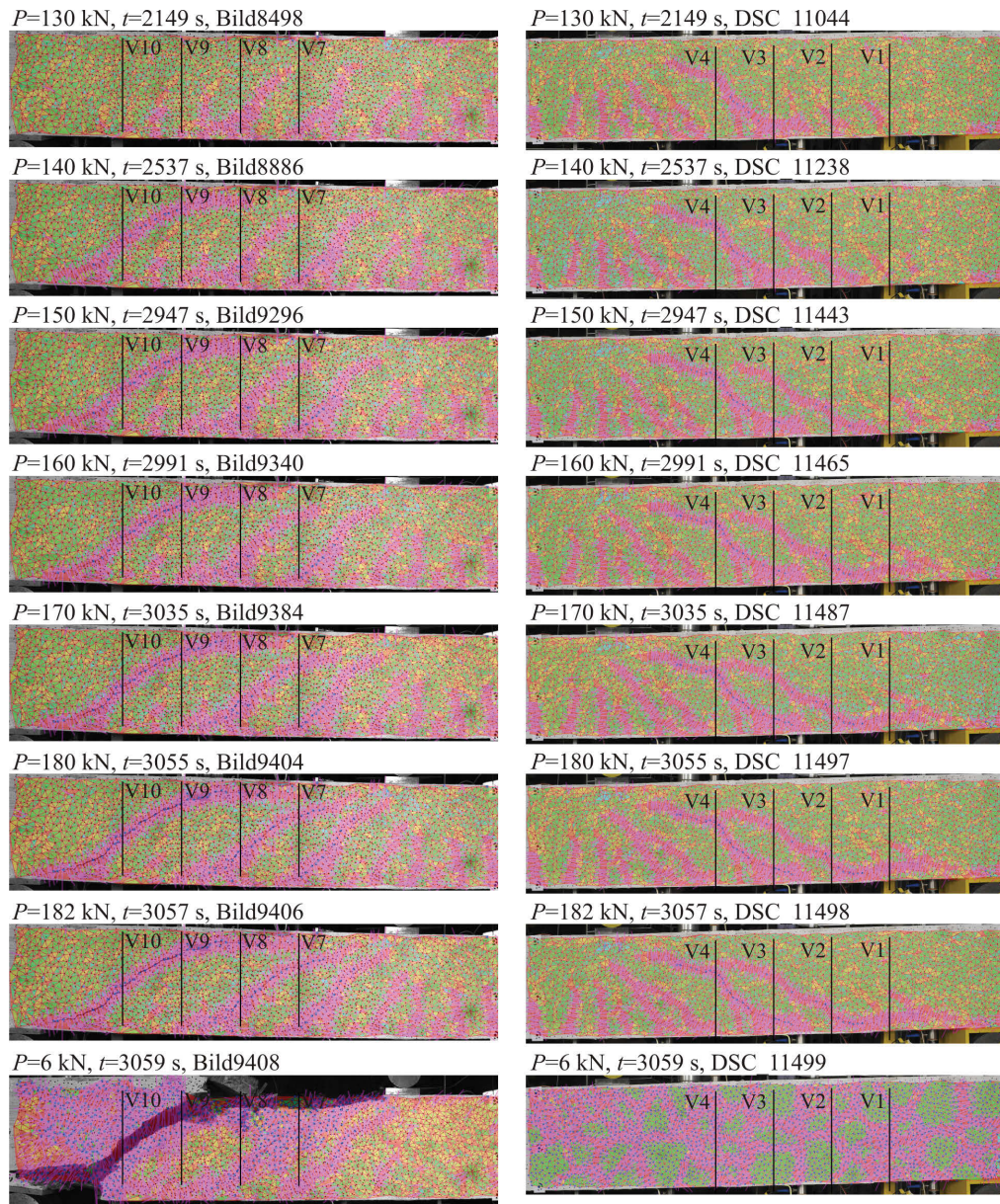


Abb. 6.46.: Photogrammetrische Auswertung des Rissbildungszustandes für BQ03

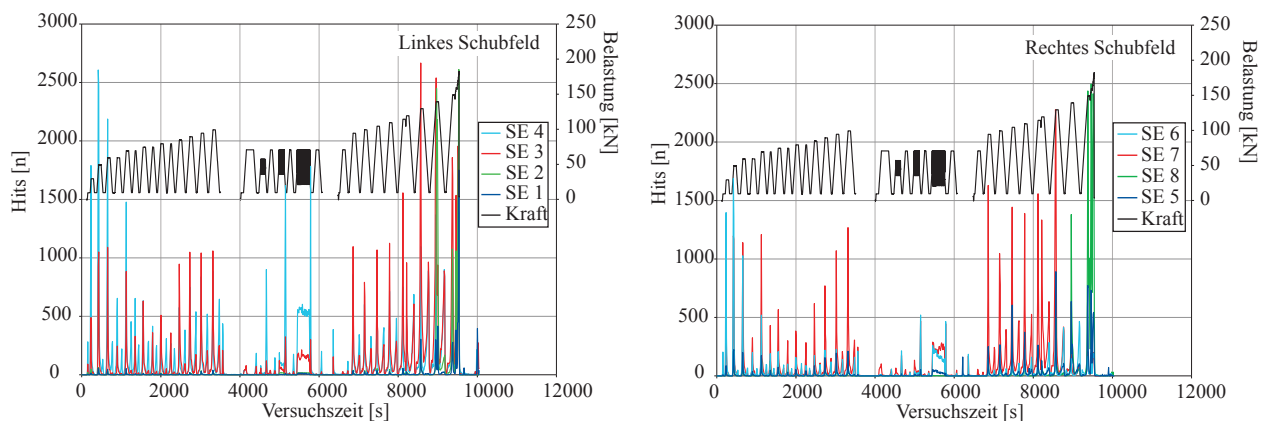


Abb. 6.47.: Entwicklung des SE-Parameters Hits für BQ03

Ab 140 kN zeigen auch die plastischen Zuwächse bei den ermittelten mittleren Krümmungen die eingetretenen Veränderungen im Tragzustand. Die Diagramme der Hits, Average Frequency und Amplitude der SE-Signale lassen den Last- und Verformungszustand des Balkens ebenfalls nachvollziehen. Mit zunehmender Belastung steigen die Signale an den auflagnahen Sensoren SE 2 und SE 8 und vor dem Bruch kommt es zu fast kontinuierlichen Emissionen in beiden Schubfeldern (siehe Abbildung 6.47 und Abbildung E.10).

Der Balken versagt schließlich im linken Schubfeld durch das Fließen und Zerreißen der Bügelbewehrung und dem damit verbundenen Ausknicken der Druckzone bzw. Druckstrebe.

6.4.4. Balken BQ04

Der Balken BQ04 mit einer Schubslankheit von $a/d = 5,2$ wurde in Phase 1 stufenweise bis zur Detektion der Versuchsgrenzlast bei 85 kN belastet. Aus den Diagrammen der Mittendurchbiegung und mittleren Krümmung im Biegebereich (siehe Abbildung E.12) kann der Übergang in den gerissenen Zustand ab ca. 18 kN als abgeschlossen angesehen werden. In der photogrammetrischen Auswertung sind bei 30 kN bereits deutliche Biegerissentwicklungen erkennbar (siehe Abb. E.11).

Ab 50 kN breiten sich die Biegerisse auch in die Schubfelder aus und die Biegerisse in Feldmitte wachsen nur noch geringfügig weiter nach oben. In den Vertikaldehnungsmessungen (siehe Abbildung 6.48) zeigen V 5 und V 8 konstante Anstiege und Zuwächse. Aus den photogrammetrischen Auswertungen lassen sich bei 85 kN im rechten Schubfeld schräge Risse bei V 2 und V 3 erkennen und im linken Schubfeld wird zwischen V 7 und V 8 ein beginnender Schrägriss sichtbar. Die visuelle Detektion der schrägen Rissentwicklung, die zunehmenden Vertikaldehnungen und insbesondere die kritische Neigung der Risspitze führten zur Detektion der Versuchsgrenzlast bei 85 kN und zum Abbruch der Phase 1.

In der zweiten Phase der zyklischen Lastwechsel konnten in keiner Messung Verformungszunahmen festgestellt werden, so dass der Versuchskörper in Phase 3 stufenweise bis zum Bruch bei 150 kN belastet wurde.

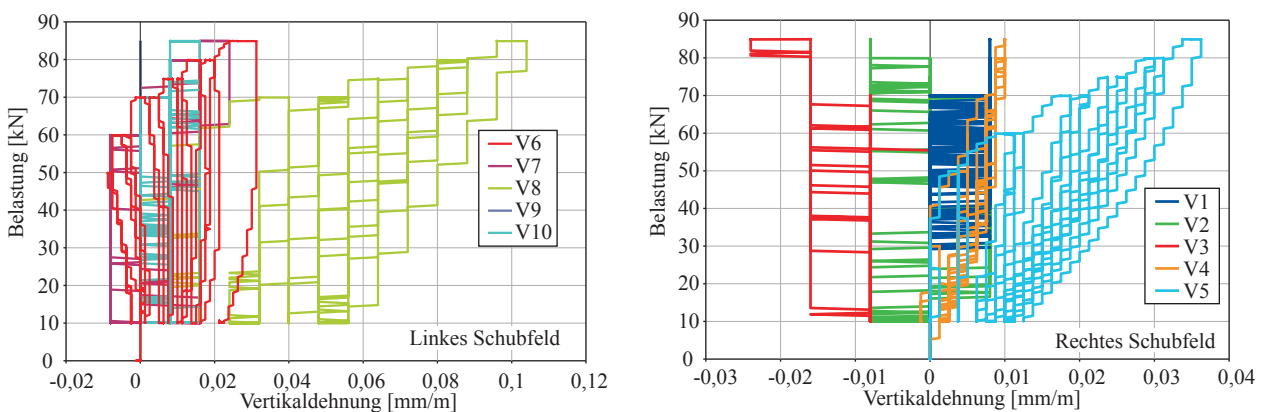


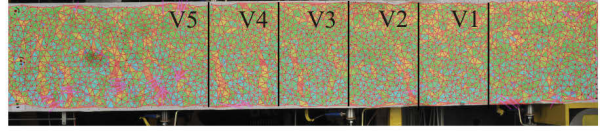
Abb. 6.48.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Vertikaldehnungen in Phase 3

Aus der photogrammetrischen Auswertung (Abbildung 6.49) kann die Rissentwicklung in Phase 3 sehr anschaulich nachvollzogen werden. Ab einer Belastung von 90 kN vergrößern sich die Schrägrisse im linken und rechten Schubfeld zusehends und wachsen weiter in Richtung Lasteinleitung. Auch werden in den Laststufen ab 130 kN (siehe Abbildung 6.51) in den auflagnahen Bereichen erste Biegerissentwicklungen sichtbar. Bei 135 kN bricht im rechten Schubfeld ein Schrägriss plötzlich vom Auflager bis in die Druckzone durch und markiert den Zustand der instabilen Rissbildung. Im linken Schubfeld wachsen die schrägen Risse fast ausschließlich horizontal und vereinigen sich.

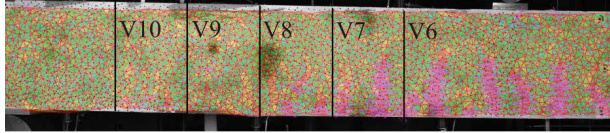
$P=60 \text{ kN}$, $t=159 \text{ s}$, Bild6256



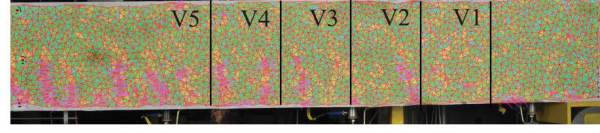
$P=60 \text{ kN}$, $t=159 \text{ s}$, DSC 4745



$P=80 \text{ kN}$, $t=385 \text{ s}$, Bild6482



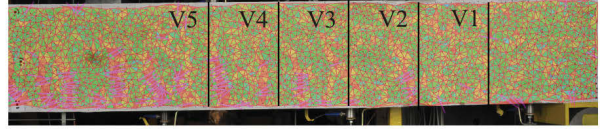
$P=80 \text{ kN}$, $t=385 \text{ s}$, DSC 4858



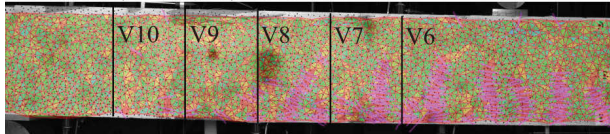
$P=90 \text{ kN}$, $t=941 \text{ s}$, Bild7038



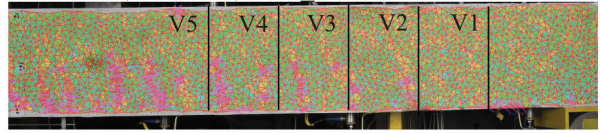
$P=90 \text{ kN}$, $t=941 \text{ s}$, DSC 5136



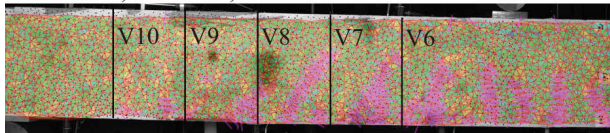
$P=100 \text{ kN}$, $t=1515 \text{ s}$, Bild7612



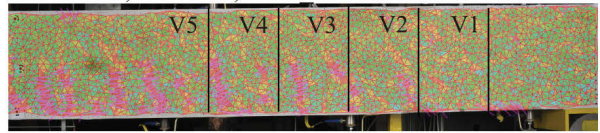
$P=100 \text{ kN}$, $t=1515 \text{ s}$, DSC 5423



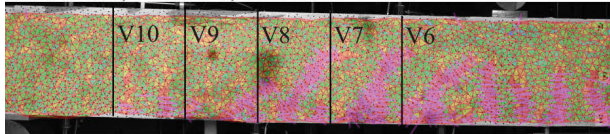
$P=110 \text{ kN}$, $t=2129 \text{ s}$, Bild8226



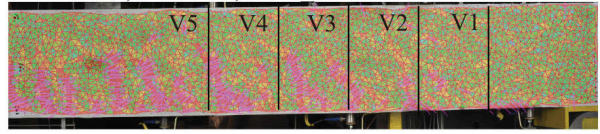
$P=110 \text{ kN}$, $t=2129 \text{ s}$, DSC 5730



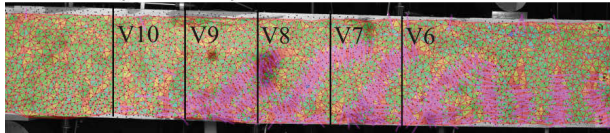
$P=120 \text{ kN}$, $t=2793 \text{ s}$, Bild8890



$P=120 \text{ kN}$, $t=2793 \text{ s}$, DSC 6062



$P=130 \text{ kN}$, $t=3489 \text{ s}$, Bild9586



$P=130 \text{ kN}$, $t=3489 \text{ s}$, DSC 6410

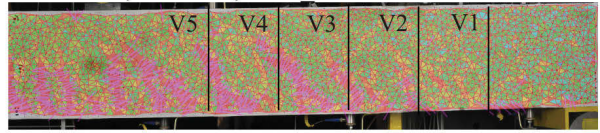


Abb. 6.49.: Photogrammetrische Auswertung des Rissbildungszustandes von Balken BQ04

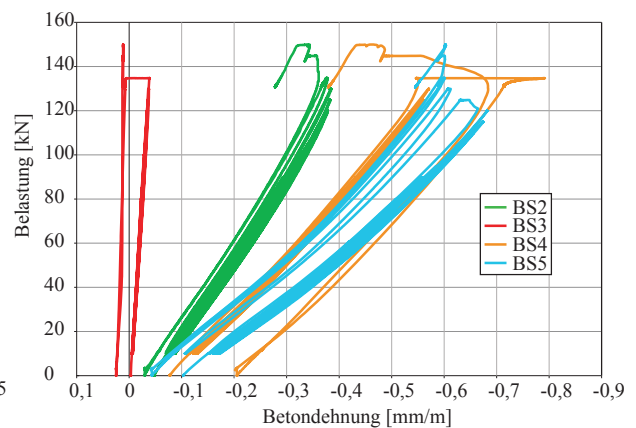
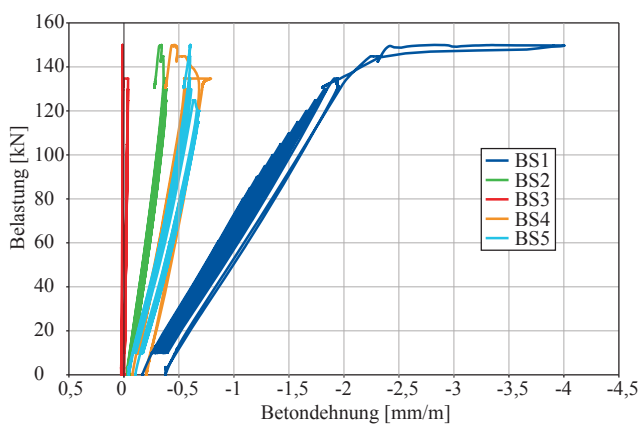


Abb. 6.50.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Betondehnungen in der Druckzone für BQ04

In den Diagrammen der Betondehnungen in der Druckzone (Abbildung 6.50) lassen sich die Veränderungen im Lastabtrag aufgrund der schrägen Rissentwicklung ab 120 kN erkennen. Der Sprung

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

von BS 4 bei 135 kN ist auf den sich im rechten Schubfeld bildenden Schrägriss zurückzuführen und die anschließende Messung geringerer Betonstauchungen bei höherer Belastung ist ein Indiz für den primären Lastabtrag über ein Sprengwerk. Die zunehmende Ausbildung schräger Risse in beiden Schubfeldern kann auch in den Vertikaldehnungsdiagrammen abgelesen werden. Die erhöhten plastischen Dehnungen zeigen die Rissöffnung und das Fließen der Bügelbewehrung (siehe Abb. 6.52).

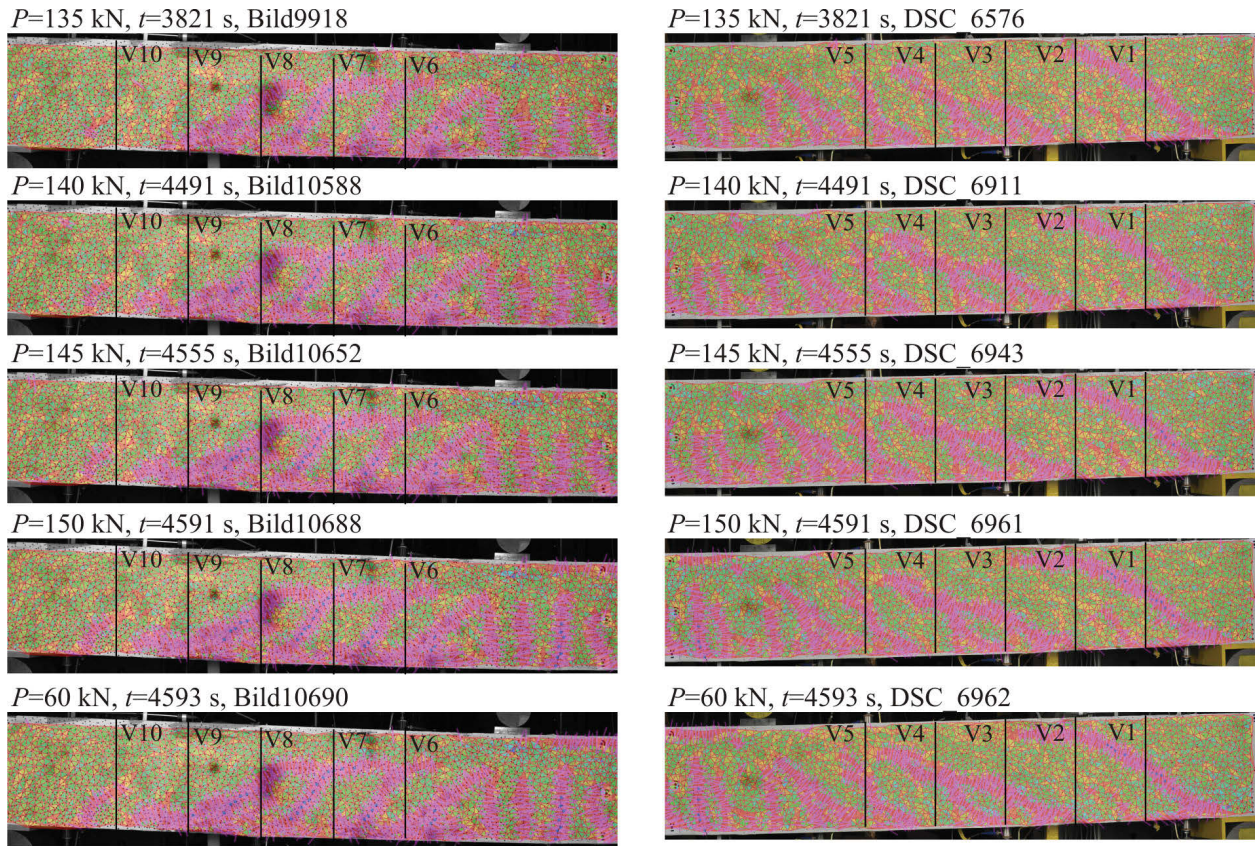


Abb. 6.51.: Photogrammetrische Auswertung des Rissbildungszustandes für BQ04

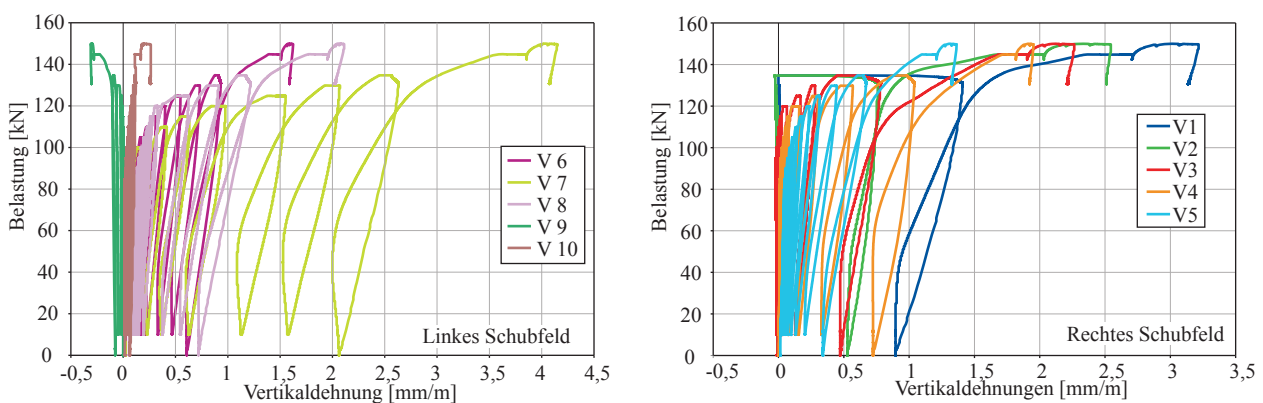


Abb. 6.52.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Vertikaldehnungen in Phase 3 für BQ04

Ab 140 kN stagniert die schräge Rissentwicklung und die Biegerisse in Feldmitte beginnen aktiver zu werden. Sie wachsen bei 145 kN und 150 kN weiter in Richtung der Balkendruckzone. Die abgeschlossene Schrägrissbildung und die wiederbeginnende Biegerissentwicklung zeigen, dass der Balken einen stabilen Gleichgewichtszustand über einen sprengwerkartigen Lastabtrag gefunden hat und die Druckstreben die Last sicher ins Lager leiten. Die weitere Belastungssteigerung führt

zum Erreichen der Streckgrenze der Längsbewehrung, die bei 150 kN zu fließen beginnt. Deutlich zeigen dies die Diagramme der mittleren Krümmung und der Durchbiegung (Abbildung 6.53). Der Balken versagt schließlich durch ein sekundäres Biegedruckzonenversagen infolge des Stahlfließens und der damit verbundenen Einschnürung der Druckzone.

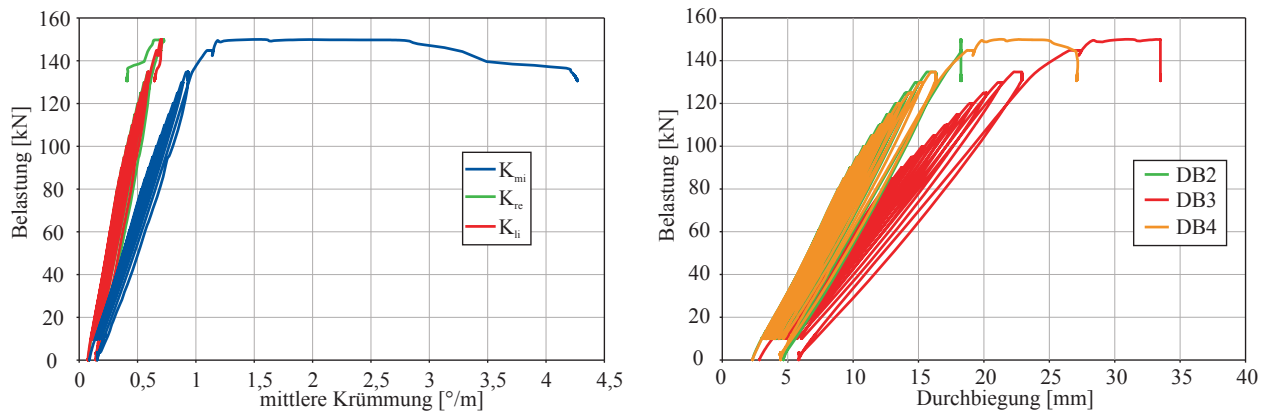


Abb. 6.53.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Durchbiegung und mittleren Krümmungen in Phase 3

6.5. Versuchsergebnisse mit stärkerer Bügelbewehrung

Die Versuche an den Balken der Serie BS mit stärkerer Bügelbewehrung sind in Anhang F und Anhang G detailliert ausgewertet. Hier soll nur eine kurze Beschreibung der Ergebnisse und allgemeinen Feststellungen zum Versagensablauf gegeben werden.

Alle drei Balken der Balkenserie erreichten ihre theoretische Biegetragfähigkeit und versagten durch ein sekundäres Biegedruckversagen nach deutlichem Fließen der Längsbewehrung. Wie bereits bei den anderen Balkenserien beobachtet, konnten auch bei den stark bügelbewehrten Balken verschiedene Phasen des Tragverhaltens und der Schädigungsentwicklung unterschieden werden. Auch hier stoppte die Biegerissbildung bei zunehmender Beanspruchung und die Rissaktivität fand fast ausschließlich in den Schubbereichen der Balken statt. In allen Versuchen bildeten sich mehrere Schrägrisse, die sich unter steigender Last deutlich und weit öffneten. Ab einer bestimmten Last entstanden keine weiteren neuen Schrägrisse. Die Verformungszunahme konzentrierte sich wieder auf den Biegebereich, wo sich im Bereich konstanter Momente die Biegerisse öffneten und die Längsbewehrung über ihre Streckgrenze hinaus beansprucht wurde, was zum Versagen führte. Die Bügel sicherten bis zum Versagen den Zusammenhalt von Druck- und Zugzone und verbanden diese schubsteif miteinander, so dass ein Ausbrechen der Druckzone verhindert wurde.

6.6. Zusammenfassung und Vergleich der Ergebnisse

6.6.1. Tragfähigkeit und Versagensart

In den durchgeführten experimentellen Untersuchungen an Stahlbetonbalken konnte der Übergang vom spröden Versagen infolge Schub hin zu duktilem Biegeversagen durch die Veränderung der Schubslankheit und des Bügelbewehrungsgrades gezeigt werden. Die Balken mit stärkerer Bügelbewehrung versagten trotz zahlreicher schräger Risse, mit z. T. erheblichen Rissbreiten, planmäßig in Feldmitte infolge Stahlfließens und dem damit verbundenen sekundären Betondruckzonenbruch. Die Balken mit geringer Bügelbewehrung versagten bei Schubslankheiten bis 4,1 infolge Biegeschub durch das Ausknicken der durch den schrägen Riss eingeschnürten Druckzone und nur Balken

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

BQ04 mit einer Schubslankheit von $a/d = 5,2$ versagte infolge sekundären Biegedruckversagens. Die Balken ohne Bügelbewehrung versagten alle infolge Biegeschub und mit einer deutlich geringeren Duktilität bzw. Vorankündigung.

Tab. 6.4.: Vergleich der theoretischen und experimentellen Tragfähigkeiten

Bez.	a/d	P_{lim} [kN]	P_u [kN]	$P_{fl,m}$ [kN]	$P_{ct,m}$ [kN]	P_u/P_{lim} [kN]	$P_u/P_{fl,m}$	$P_u/P_{ct,m}$	Versagen
BO01	3,0	90,0	120,0	253,5	128,9	1,33	0,47	0,93	Biegeschub
BO02	3,5	80,0	120,0	213,5	121,7	1,50	0,56	0,99	Biegeschub
BO03	4,1	100,0	110,0	183,3	115,9	1,10	0,60	0,95	Biegeschub
BO04	5,0	80,0	100,0	144,8	107,0	1,25	0,69	0,93	Biegeschub
BQ01	3,0	130,0	206,5	262,4	141,9	1,59	0,79	1,46	Biegeschub
BQ02	3,5	115,0	189,4	221,0	134,0	1,65	0,86	1,41	Biegeschub
BQ03	4,1	100,0	182,3	190,9	127,6	1,82	0,95	1,43	Biegeschub
BQ04	5,0	85,0	150,0	150,5	117,7	1,76	1,00	1,27	sek. Biegedruck
BS01	2,5	-	355,6	300,4	-	-	1,19	-	sek. Biegedruck
BS02	3,0	-	282,6	253,5	-	-	1,11	-	sek. Biegedruck
BS03	3,5	-	241,3	213,5	-	-	1,13	-	sek. Biegedruck

Tabelle 6.4 stellt die theoretisch ermittelten Mittelwerte der Tragfähigkeit (Biegetragfähigkeit $P_{fl,m}$, Querkrafttragfähigkeit für Bauteile ohne Schubbewehrung $P_{ct,m}$) den experimentell bestimmten Widerständen bzw. Bruchlasten P_u gegenüber. Wie bereits beschrieben konnte durch die Variation der Schubslankheit a/d und der Bügelbewehrungsmenge der Übergang vom Schub- zum Biegeversagen (Verhältnis von Bruchlast P_u zu theoretischer Biegetragfähigkeit $P_{fl,m}$) aufgezeigt werden. Die beobachteten Versagensarten korrespondieren sehr gut mit dem Verhältnis von Bruchlast zu Biegetragfähigkeit. Abbildung 6.54 links zeigt den Zusammenhang zwischen Bruchlast und Biegetragfähigkeit in Abhängigkeit der Schubslankheit und damit einen Schnitt durch das Schubtal nach Kani für $\rho_l = 1,49\%$. Für die Balkenserien BO und BQ wird deutlich, was bereits aus zahlreichen experimentellen Untersuchungen bekannt ist, nämlich dass mit zunehmender Schubslankheit das Verhältnis von erreichter Tragfähigkeit zu theoretischer Biegetragfähigkeit ansteigt bzw. sogar 1,0 wird, d. h. die volle Biegetragfähigkeit erreicht wird (Balken BQ04). Für den hier untersuchten Längsbewehrungsgrad von $\rho_l = 1,49\%$ würde sich für die Balken ohne Bügelbewehrung (Serie BO), bei linearer Regression des Schubtales, ein Biegeversagen ab Schubslankheiten von ca. 7,5-8 einstellen. Bereits durch die Anordnung einer geringen Bügelbewehrung (Serie BQ) konnte die Tragfähigkeit erheblich gesteigert werden und der Übergang zum Biegeversagen auf eine Schubslankheit von ca. 5,2 reduziert, d. h. das Schubtal geschlossen werden.

Abbildung 6.54 rechts zeigt einen Vergleich zwischen den Bruchlasten und dem Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung gemäß Gleichung (3.11) nach [CEB-FIP (1991)]. Die Balken ohne Bügelbewehrung (Serie BO) erreichen diesen, mit einem Vorfaktor von 0,18 bestimmten Mittelwert der Tragfähigkeit, relativ gut (93-99%). Für einen Vorfaktor von 0,17 in Gleichung (3.11) ergibt sich sogar eine Übereinstimmung von 99-100%. Dies kann vor allem damit begründet werden, dass die, für die Erstellung dieser empirischen Bestimmungsgleichung verwendeten Versuchsbalken, den hier untersuchten sehr ähnlich waren. In [Hegger u. a. (1999)] wird ein Vorfaktor von 0,197 zur Bestimmung des Mittelwertes der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Bügelbewehrung angegeben, was wahrscheinlich auf die in der Datenbank enthaltenen Versuche mit größeren Längsbewehrungsgraden und auf die damit verbundenen höheren Tragfähigkeiten infolge der Dübeltragwirkung zurückzuführen ist. Allerdings muss beachtet werden, dass die Bestimmung der Betondruckfestigkeitsklasse das Ergebnis wesentlich beeinflusst.

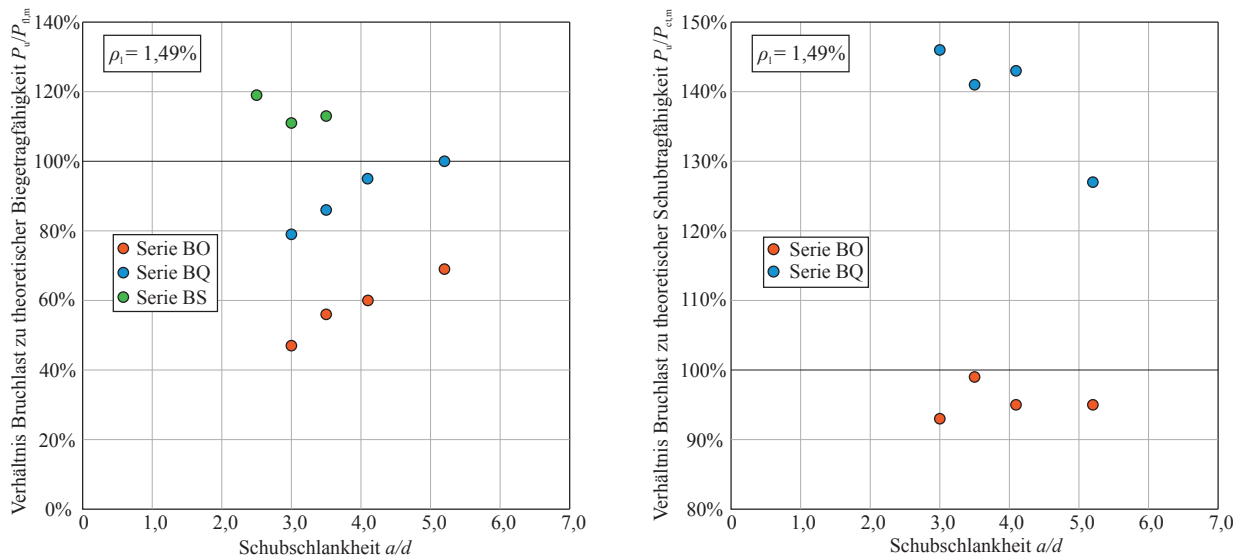
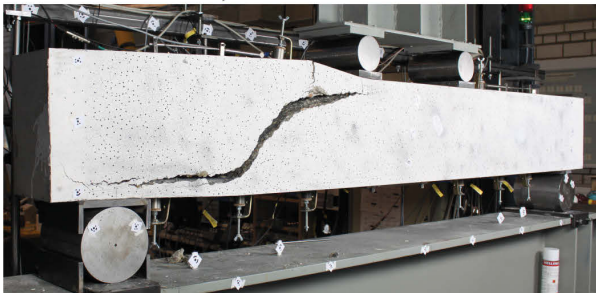


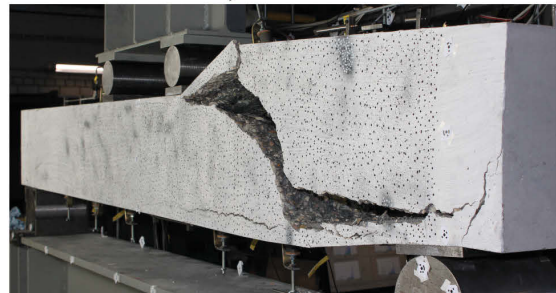
Abb. 6.54.: Darstellung der erreichten Bruchlasten P_u im Verhältnis zur theoretischen Biegetragfähigkeit (links) und theoretischen Schubtragfähigkeit $P_{ct,m}$ (rechts)

In Abbildung 6.55 sind die Versagensbilder der Balken ohne Bügelbewehrung (Serie BO) und in Abbildung 6.56 die Versagensbilder der Balken mit geringer Bügelbewehrung (Serie BQ) zusammengestellt. Die eingetretenen Versagensformen und auch der Übergang der Versagensart bei der Serie BQ vom Schub- zum Biegeversagen sind gut zu erkennen.

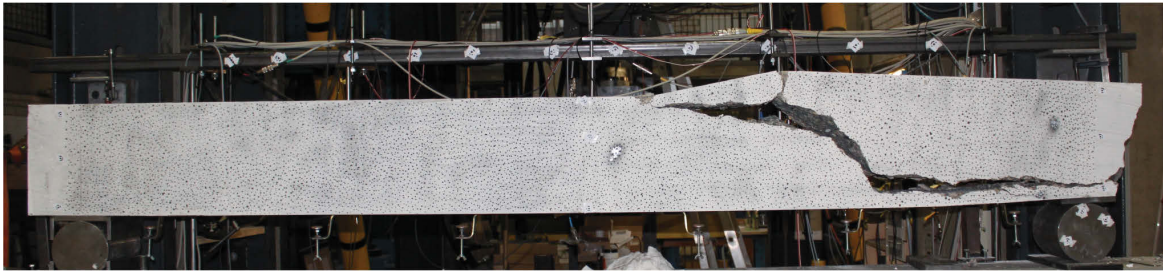
Balken BO01: $a/d=3,0$



Balken BO02: $a/d=3,5$



Balken BO03: $a/d=4,1$



Balken BO04: $a/d=5,2$

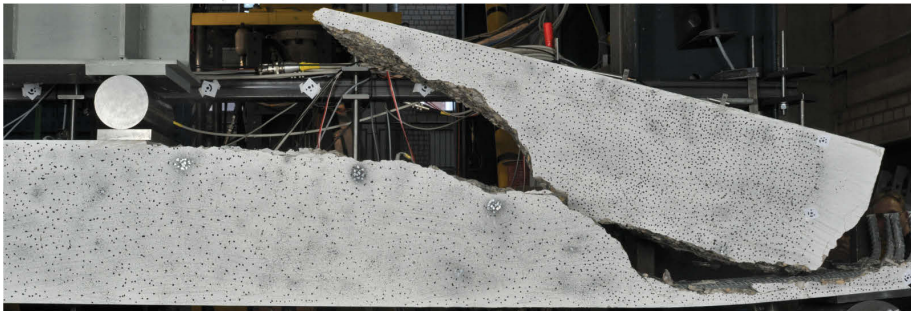
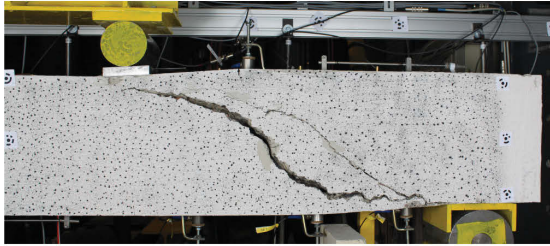


Abb. 6.55.: Versagensbilder der Balkenserie BO ohne Bügelbewehrung

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

Das Versagensbild der Balken ohne Bügelbewehrung weicht leicht von dem der Balken mit geringer Bügelbewehrung ab. Bei den Balken ohne Bügelbewehrung ist ein charakteristisches Ausknicken der Betondruckzone oberhalb des schrägen Risses zu erkennen (siehe Abbildung 6.55: senkrechter Riss durch die Betondruckzone neben der Lasteinleitung). Diese Rissbildung bestätigt den in Abschnitt 5.2.2 beschriebenen Versagensablauf. Bei den Balken mit geringer Bügelbewehrung, die infolge Biegeschub versagten, ist dieses Ausknicken nur bei Balken BQ03 zu erkennen, da hier die Druckzone sehr stark eingeschnürt wurde und die dünne verbleibende Druckzone trotz des vorhandenen Bügels aufgrund ihrer großen „freien Länge“ ausknickte. Bei den Balken BQ01 und BQ02 wurde die Druckzone nicht so stark eingeschnürt und die Bügel verhinderten ein Ausknicken der sich zwischen Last und Lager ausbildenden Druckstrebe.

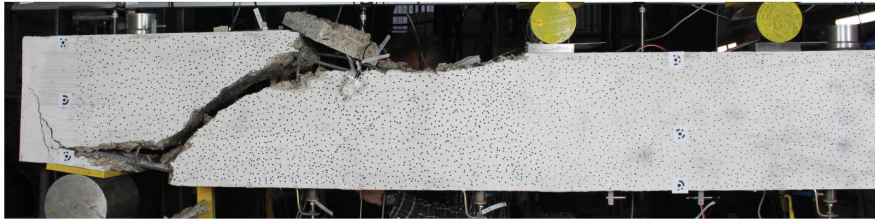
Balken BQ01: $a/d=3,0$



Balken BQ02: $a/d=3,5$



Balken BQ03: $a/d=4,1$



Balken BQ04: $a/d=5,2$

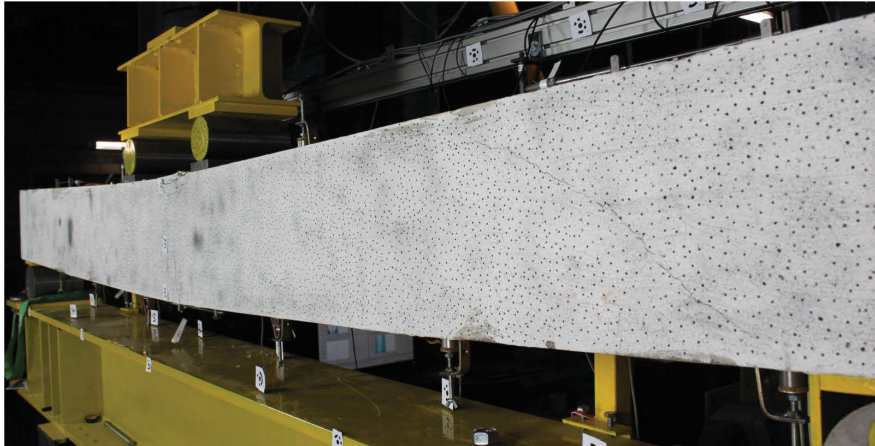


Abb. 6.56.: Versagensbilder der Balkenserie BQ mit geringer Bügelbewehrung

6.6.2. Versagensablauf und Vorankündigung

Wie zu erwarten war, wurde das Tragverhalten der Balken maßgeblich durch die Rissentwicklung während der zunehmenden Belastung bestimmt. Bei allen Balken bildeten sich zunächst Biegerisse im Bereich des konstanten, maximalen Momentes. Mit steigender Beanspruchung wuchsen die Risse weiter in Richtung Druckzone und gleichzeitig bildeten sich neue Biegerisse in den Schubfeldern zwischen Last und Lager. Die Ausbreitung des Biegerisswachstums in die Schubbereiche begann umso früher, je größer das Momenten-Querkraft-Verhältnis, also die Schubschlankheit, war. Die Biegerisse in Feldmitte wuchsen bis zur halben Balkenhöhe bzw. leicht darüber, aber zunächst nicht

weiter in die Druckzone hinauf. Ab diesem Zeitpunkt stoppte das Biegerisswachstum in Feldmitte und die Verformung konzentrierte sich auf die Rissentwicklung in den Schubfeldern. Bis zu diesem Zustand gab es im Tragverhalten der Balken ohne und mit Bügelbewehrung keine prinzipiellen Unterschiede, erst mit dem Hochwachsen des Biegerisses im Schubfeld veränderte sich der weitere Schädigungs- bzw. Rissentwicklungsverlauf deutlich.

Bei den Balken ohne Bügelbewehrung bildete sich ein dominanter und maßgeblicher Schrägriss im Schubfeld zwischen $0,32 \cdot a$ und $0,55 \cdot a$ (siehe Abbildung 6.58). Risse, die näher zur Lasteinleitung entstanden, wuchsen zwar ebenfalls leicht schräg in Richtung Last, waren aber aufgrund ihrer geringen Höhe nicht kritisch, da sich die Last über den Riss hinweg abstützen konnte. Beim Balken BO04 mit einer Schubslankheit von $a/d = 5,2$ entwickelten sich mehrere schräge Risse im Schubfeld. Dabei war es nicht möglich, von Anfang an sicher zu bestimmen, welcher dieser Risse der kritische Schrägriss ist. Dies konnte nur anhand der Rissaktivität beurteilt werden, d. h. während eines Versuches kann ein Riss aktiv bzw. inaktiv sein. Dieser Zustand kann sich auch mehrfach verändern, weshalb es notwendig ist, die Rissentwicklung kontinuierlich und sorgfältig zu beobachten. Stoppt die Rissaktivität in einem Untersuchungsbereich bei steigender Belastung, muss sich die Verformung in einem anderen Untersuchungsbereich einstellen. Kann diese Verformung, z. B. aufgrund der großen Steifigkeit der Biegezugbewehrung, nicht durch die Dehnung des Stahls umgesetzt werden, muss der Beton reißen.

Eine anfänglich schräge Rissentwicklung in einem Schubfeld bedeutet aber nicht, dass das Versagen auch in diesem Schubfeld eintritt, wie z. B. bei Balken BO01 gut erkennbar war. Hier trat die Schrägrissentwicklung zunächst im rechten Schubfeld deutlich stärker auf und das Versagen fand schließlich im linken Schubfeld statt. Kann sich auf einer Balkenseite trotz schräger Rissbildung ein stabiler Gleichgewichtszustand einstellen, verlagert sich die Verformung in den ungeschädigten Bereich. Dies verdeutlicht, dass eine Beurteilung des Tragzustandes anhand des Risszustandes nicht immer notwendigerweise mit dem Versagenszustand verknüpft werden kann bzw. jede beginnende schräge Rissentwicklung kritisch beobachtet und bewertet werden muss.

Mit zunehmender Belastung wuchsen die schrägen Risse in den Schubfeldern weiter in Richtung Druckzone, wobei sie mit zunehmender Höhe immer flacher geneigt verliefen. Erreichte der Riss eine gewisse Höhe und Neigung, bildeten sich auf Höhe der Längsbewehrung Dübelerisse. Charakteristisch war der Zustand, in dem die schrägen Risse im Schubfeld eine flachere Neigung als 45° gegenüber der Balkenlängsachse erreichten und höher als die Biegerisse waren, da ab diesem Zustand ein instabiles Risswachstum einsetzte. Weil bei fehlender Schubbewehrung keine weitere Kraftaufnahme sichergestellt ist, muss auf der sicheren Seite liegend dieser Zustand als der kritische und somit als Grenzzustand angesehen werden. Der weitere Versagensablauf war bei allen Balken ähnlich bzw. gleich. Die weitere Verformung konzentrierte sich auf einen einzigen maßgeblichen Schrägriss, der weiter in die Druckzone wuchs, diese einschnürte und schließlich ihr Ausknicken verursachte.

Der Versagensmechanismus lässt sich mit Hilfe eines Fachwerkmodells anschaulich darstellen. Abbildung 6.57 zeigt Balken BO01 zu einem Zeitpunkt kurz vor dem Versagen (oben und Mitte) und im Moment des Versagens (unten) mit einem zeitlichen Abstand zwischen den Bildern von 6 bzw. 10 s. Im oberen Bild ist der maßgebende Schrägriss bereits in der Phase des instabilen Rissfortschrittes, doch kann die zur Umlenkung der Druckstrebe benötigte Zugkraft noch durch den Beton vor der Risspitze aufgenommen werden. Im mittleren Bild ist die Risspitze bis zur Zugstrebe vorgedrungen und die Zugkraftaufnahme eingeschränkt, so dass eine weitere Umlagerung nicht möglich ist und der Riss zur Last durchbricht. Der Riss führt zu einer weiteren Abtrennung der Druckstrebe, die instabil wird und ausknickt. Wenn allerdings die Zugkraft aus der Umlenkung der Druckstrebe

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

auch nach Ausbildung des schrägen Risses durch eine Bewehrung aufgenommen werden kann, ist es möglich, die Last weiter zu steigern.

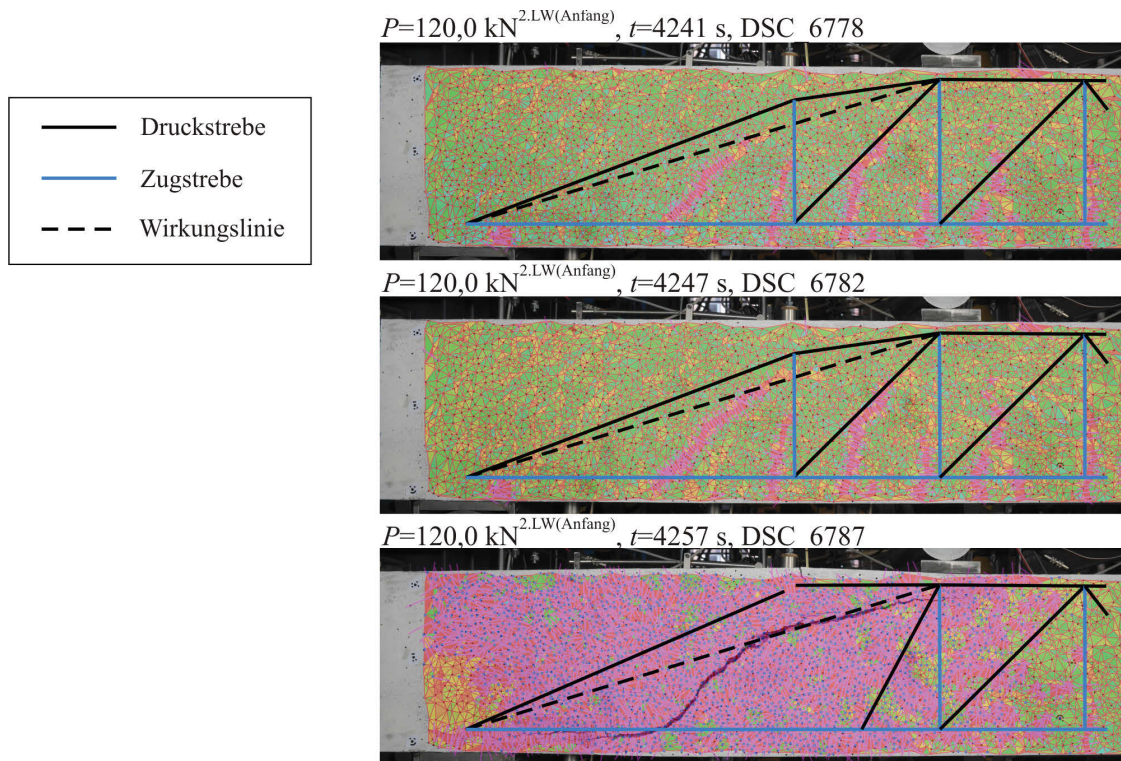


Abb. 6.57.: Fachwerkmodell zur Beschreibung des Versagensmechanismus am Beispiel des Balkens BO01

Bei Balken mit geringer oder normaler Bügelbewehrung, wie sie im Rahmen dieser Arbeit untersucht worden sind, entwickelten sich in den Schubfeldern mehrere schräge Risse, wobei diese nicht gleichzeitig, sondern nacheinander entstanden. Da die vorhandene Bügelbewehrung die freiwerdende Kraft in dem sich zuerst bildenden schrägen Riss aufnehmen konnte, veränderte sich der innere Lastabtrag und es kam zu einer Umlagerung, infolge derer sich weitere neue schräge Risse bildeten. Die vorhandene Bügelbewehrung führte zu einer Begrenzung der Verformungen im Riss und damit zur Behinderung des instabilen Versagensfortschritts, wie es bei den Balken ohne Bügelbewehrung eintrat. D. h., dass bei Balken mit Schubbewehrung nicht die Entwicklung eines einzigen schrägen Risses zum Versagen führt, sondern sich die Beanspruchung nach Rissentwicklung in ungerissene Bereiche umlagert und erst nach abgeschlossenen Risszustand die Dehnung im Riss zunimmt und zum Zerreißen der Bügel führt. In den Versuchen verschob sich die Schrägrissbildung immer weiter in Richtung der Auflager, wo die Risse mit einer flacheren Neigung in Richtung Last wuchsen und sich mit den bereits vorhandenen schrägen Rissen vereinigten. Die schrägen Risse wuchsen sehr weit in die Druckzone und unter die Lasteinleitung und es entstanden mehrere Dübelanrisse, die zu einer starken Schwächung des Verbundes im Schubfeld führten. Nachdem sich mehrere schräge Risse im Schubfeld ausgebildet hatten, entstanden keine weiteren neuen. Es stellte sich ein stabiler Gleichgewichtszustand ein, da sich aufgrund der vorhandenen Bügelbewehrung ein Fachwerksystem ausbilden konnte. Eine weitere Belastung führte, in Abhängigkeit des Momenten-Querkraft-Verhältnisses und des vorhandenen Bügelbewehrungsgrades, zu einer Überschreitung der Zugfestigkeit der Bügelbewehrung oder zum Erreichen der Streckgrenze der Längsbewehrung. Bei den Balken mit kurzen Schubslankheiten blieb die Längsbewehrung unterhalb ihrer Streckgrenze und die Verformung konzentrierte sich in den Schubfeldern auf die Öffnung der Schrägrisse. Die Bügel verhinderten dabei ein Ausknicken der eingeschnürten Druckzone und hielten den Balken zusammen. Bei größeren

Schubschlankheiten (Balken BQ04 mit $a/d = 5,2$) oder stärkerer Bügelbewehrung (Balkenserie BS) wurde zuerst die Streckgrenze der Längsbewehrung erreicht und das Stahlfließen führte zu einem sekundären Betondruckzonenbruch. Im Versuch äußerte sich die Verlagerung der Verformung aus dem Schub- in den Biegebereich durch eine Verschiebung der Rissaktivität. Die schrägen Risse öffneten sich nicht weiter und stattdessen begannen sich die Biegerisse in Feldmitte zu öffnen und weiter in die Druckzone zu wachsen.

Diese Verlagerung der Rissaktivität zeigt, dass sich die Verformung unter zunehmender Belastung immer da einstellt, wo es für den Balken „energetisch einfacher“ ist. Dies ist vor allem von den Steifigkeitsverhältnissen abhängig, d. h., dass ab einer bestimmten Bewehrungsmenge eine Verformung (Dehnung) der Bewehrung energieaufwendiger ist, als eine Verformung (Rissentwicklung) im Beton. Bei geringen Bewehrungsmengen erreicht die Bewehrung ihre Streckgrenze und die Verformung kann dort sehr einfach stattfinden, weshalb Verformungen in anderen Bereichen nicht nötig sind. Dieser Zusammenhang zeigt sich sehr deutlich in den Last-Durchbiegungs-Diagrammen der Balken. Deshalb kann eine ausbleibende deutliche Steifigkeitsänderung, also ein nur geringes Abknicken der Last-Durchbiegung-Kurve, als ein Anzeichen für ein Verformungsverhalten angesehen werden, dass nicht der Theorie des Biegebalkens entspricht und entsprechend auf ein mögliches Schubversagen hindeutet.

Die Rissentwicklung der zum Versagen führenden Schrägrisse ist in Abbildung 6.58 links für die Balken der Serien BO und rechts für die Balken der Serie BQ dargestellt. Dabei wurde der Verlauf des zum Versagen führenden schrägen Risses durch vier charakteristische Punkte beschrieben: den Punkt der Biegerissentstehung, den Punkt an dem der Riss eine Neigung von 45° unterschreitet, den Punkt an dem der Riss die halbe Balkenhöhe erreicht und den Punkt der Risspitze kurz vor dem Versagen. Bei den Balken mit schwacher Bügelbewehrung (Serie BQ, Abbildung 6.58 rechts) wurden nicht die schrägen Risse betrachtet, die sich zuerst bildeten, sondern die, die schließlich das Schubversagen verursachten. Deshalb liegt der schräge Riss von BQ03 außerhalb des angegebenen Bereiches von $0,25 \cdot a$ bis $0,70 \cdot a$ in dem sich die ersten Biegeschubrisse entwickeln. In [Holz (2014)] wurde zusätzlich zur Rissgeometrie auch die Risswachstumsgeschwindigkeit untersucht, doch konnten aufgrund der in den Versuchen durchgeführten zyklischen Be- und Entlastungen keine allgemeingültigen Aussagen zur Abgrenzung von stabilem und instabilem Risswachstum getroffen werden.

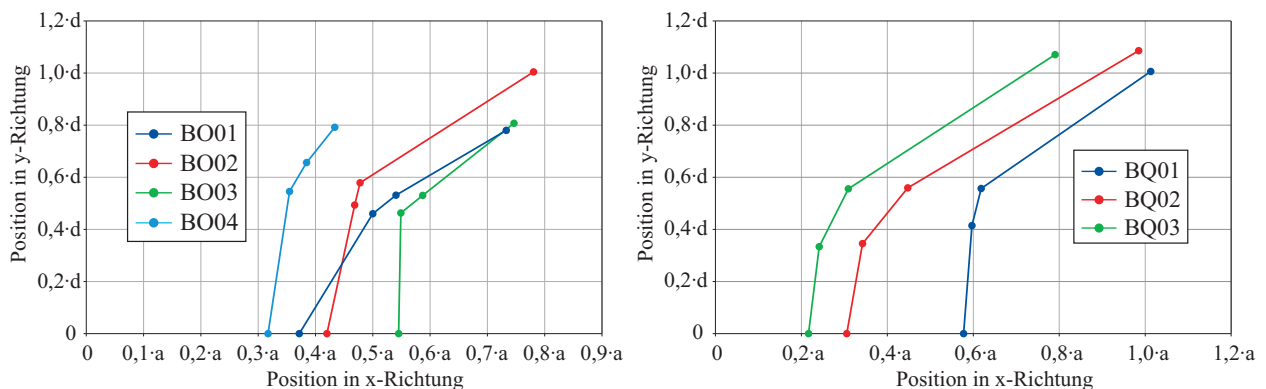


Abb. 6.58.: Approximierter Rissverlauf für die Balken der Serie BO (links) und BQ (rechts), nach [Holz (2014)]

Aus den Beschreibungen wird klar, dass allein die Rissentwicklung und -aktivität eindeutige Hinweise über den Tragzustand eines schubbeanspruchten Bauteiles geben. Bei den Balken ohne Bügelbewehrung war nach der Detektion des kritischen Riss- bzw. Tragzustandes eine Laststeigerung

zwischen 10 und 50 % möglich. **Dies bestätigt, dass die Ausbildung eines sicheren Gleichgewichtszustandes nach Schrägrissbildung bei Bauteilen ohne Schubbewehrung schon bei geringfügig höherer Belastung nicht sicher gestellt ist.**

Dagegen führt das Vorhandensein bereits geringer Schubbewehrungsmengen zu einer deutlich erhöhten Duktilität bzw. Laststeigerungsmöglichkeit nach Detektion einer beginnenden Schädigung im Schubbereich. Die Bewehrung hält den Riss zusammen und die Beanspruchung kann sich umlagern. Aus Tabelle 6.4 kann entnommen werden, dass für die Balken der Serie BQ mit Schubversagen (BQ01 bis BQ03) eine Laststeigerung gegenüber den Balken ohne Bügelbewehrung (BO01 bis BO03) von 1,58 bis 1,72 möglich war. Ein Vergleich von Balken BQ04 mit BO04 ergibt eine Laststeigerung von 1,50, allerdings ist dieser Vergleich nur bedingt möglich und sinnvoll, da Schub- und Biegeversagen miteinander verglichen werden.

6.6.3. Bewertung der eingesetzten Messverfahren

In den experimentellen Untersuchungen wurde eine Vielzahl verschiedener Messtechniken eingesetzt, um die Informationsqualität über den Tragzustand während des Versuches zu erhöhen und die Ergebnisse der einzelnen Messverfahren miteinander in Beziehung bringen zu können. Die dabei gemachten Erfahrungen und gewonnenen Erkenntnisse sollen hier zusammengefasst dargestellt werden, um eine spätere Entscheidung für die Anwendung der einen oder anderen Messtechnik zu erleichtern.

Die Anwendung der **Photogrammetrie** für die Risserkennung und Rissvisualisierung stellt ein hervorragend geeignetes Verfahren dar, um die Rissentwicklung während des Versuches in Echtzeit zu verfolgen. Damit ist eine Beurteilung des Tragzustandes in Abhängigkeit des aktuellen Rissbildes zeitgleich möglich, ohne dass eine händische Rissanzeichnung bzw. -beobachtung erforderlich ist. Damit gelingt nicht nur eine Lokalisierung der Rissentwicklung, sondern auch die Bestimmung der räumlichen Ausdehnung der Risse. Die räumliche Auflösung der Rissbildungsprozesse ist stark abhängig von der Größe des zu untersuchenden Bauteilbereiches, der Auflösung der Kamera und der Stabilität der Umgebungsbedingungen (Beleuchtung, Kamerabewegungen, Bauteilverschiebungen senkrecht zur Kamera). Die Anwendung photogrammetrischer Messsysteme erfordert in der Versuchsvorbereitung, -durchführung und -auswertung einen erhöhten Aufwand, den die Ergebnisse allerdings rechtfertigen. Aus den gemessenen Punktverschiebungen können alle beliebigen Informationen nachträglich (bzw. im Versuch), wie z. B. Verschiebungen oder Dehnungen, ausgewertet werden. Allerdings muss beachtet werden, dass die Auswertung einer sehr großen Anzahl von Bildern einen erheblichen zusätzlichen Aufwand darstellt. Auch ist die Anwendung der Photogrammetrie nicht in allen Untersuchungen möglich, da die zu beobachteten Stegflächen nicht zugänglich sind oder z. B. Plattentragwerke i. d. R. seitlich nicht zugänglich sind.

Die **parameterbasierte Schallemissionsanalyse** ist ein nützliches begleitendes Messverfahren in experimentellen Untersuchungen an Stahl- und Spannbetonbauteilen. Sie ist vor allem geeignet, um rissaktive Bauteilbereiche zu identifizieren und beginnende Rissentwicklungen zu detektieren. Die Verschiebung der SE-Aktivität aus den Biegebereichen hin zu den Auflagern ist ein charakteristisches Anzeichen für eine beginnende Schädigung in den Schubbereichen und sollte während des Versuches kritisch beobachtet werden. Die gleichzeitig abnehmende Aktivität der SE-Signale im Biegebereich ist eine Bestätigung des veränderten Lastabtrages. Die Interpretation der gemessenen SE-Signale erfordert i. A. eine tiefgründige Erfahrung und ist gerade für Stahlbetonbauteile schwierig. Wesentlich bessere Ergebnisse können bei der Anwendung der SEA in Versuchen an Spannbetonbauteilen erzielt werden, da hier die Rissentstehung als besonders wichtiges Phänomen

sicher detektiert werden kann. Auch ist mit Hilfe der SEA eine Bestimmung der Dekompressionslast von Spannbetonbauteilen im Versuch möglich [Bolle u. a. (2014)].

Die Messung von **Durchbiegungen** ist und bleibt eine wesentliche Messaufgabe bei der Untersuchung von Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen. Die Durchbiegung beschreibt das globale Verformungsverhalten des Bauteils und ermöglicht Aussagen über das Verformungsvermögen sowie die elastischen und plastischen Verformungsanteile (Stahlfließen) unter bestimmten Lasten. Für die Beurteilung des Tragzustandes bei einer primären Schubbeanspruchung ist die Durchbiegung allerdings keine verwertbare Messgröße, da die Verformungen bei dieser Versagensart bis zum Versagen klein bleiben und die Längsbewehrung nicht ins Fließen gerät. Im Umkehrschluss aber kann eine geringe Verformungszunahme eines Bauteils unter Einzellasten auch als Hinweis auf die Gefahr eines möglichen Schubversagens dienen, da es nach dem Übergang in den gerissenen Zustand nur noch geringe plastische Verformungszuwächse gibt – je steifer das Bauteilverhalten, desto größer die Gefahr eines spröden Schub- bzw. Betonversagens.

Die Anordnung von vertikal über die Bauteilhöhe verlaufenden IWA zur Messung von **Vertikalverformungen** stellt eine geeignete Messmethode dar, um beginnende schräge Rissentwicklungen in den Schubbereichen messtechnisch zu erfassen. Problematisch ist die vorher nur ungefähr zu bestimmende Position des maßgebenden Schrägrisses, so dass der Schubbereich in der Regel (abhängig von der Schubschlankheit) mit mehreren Messstellen überwacht werden muss. Aber auch hier ist es zufällig, ob ein möglicher schräger Riss im Messbereich des Wegaufnehmers liegt oder nicht. Immer zu beachten ist, dass auch Biegerisse in den Messbereich wandern können, so dass eine Bewertung der Messergebnisse nur mit einer gleichzeitigen Kenntnis des Rissbildes des Balkens zuverlässig möglich ist. Nichtsdestotrotz sind jegliche gemessene Vertikalverformungen (Druck- oder Zugdehnungen) in den Stegen ein Anzeichen für eine beginnende oder bereits eingetretene Schrägrissentwicklung, denn im Moment der schrägen Rissentwicklung verändert sich der innere Lastabtrag im Bauteil hin zu einem Fachwerk bzw. Sprengwerk mit Druckstreben, die sich zwischen den schrägen Rissen auf die Längsbewehrung bzw. im Auflager abstützen. Die Ausbildung dieser Druckstreben ist verbunden mit einer Stauchung, die zu einer Druckbeanspruchung im Messbereich der vertikalen Verformungsmessung führt. Somit sind vertikal gemessene Druck- und Zugdehnungen deutliche Anzeichen für eine Schrägrissentwicklung.

Die durchgeführten Messungen der **Diagonalverformungen** in den Balkenstegen ließen keine eindeutige Detektion einer beginnenden Schrägrissentwicklung zu, da in den meisten Fällen zunächst Biegerisse im Messbereich entstanden, die zu einem Anstieg der gemessenen Diagonalverformungen führten. Eine spätere schräge Rissentwicklung war aus den Ergebnissen nicht mehr eindeutig ablesbar. Ein weiteres Problem, das bereits bei den Vertikalverformungsmessungen angesprochen wurde, ist die Zufälligkeit der Rissentwicklung, so dass Schrägrisse erst spät in den Messbereich der Wegaufnehmer hineinwuchsen und dementsprechend spät erkannt wurden. Eine bessere Möglichkeit könnte die Verkürzung der diagonalen Messstrecke sein, so dass nur die diagonale Verformung auf halber Balkenhöhe erfasst wird und somit Biegerisse außerhalb des Messbereiches liegen.

Die Anwendung von **Neigungssensoren** zur Bestimmung von **mittleren Krümmungen** in verschiedenen Bauteilbereichen zur Lokalisierung von Schädigungsprozessen konnte erfolgreich gezeigt werden. Der Vorteil einer abschnittswisen Verformungsinformation ist, dass rissaktive, also verformungsaktive, Bereiche deutlich von inaktiven unterschieden werden können. Damit gelingt eine eindeutige Zuordnung der Rissaktivität zu bestimmten Bauteilbereichen. Bei der Anwendung von Neigungssensoren muss auf eine stabile Anbringung der Sensoren am zu untersuchenden Bauteil geachtet werden, so dass Messfehler vermieden werden.

Die Aufzeichnung von **Betonstauchungen** in der Betondruckzone der Balken hat sich als ein geeignetes Verfahren zur Beurteilung des Tragzustandes erwiesen. Die Messung der Betonstauchung in Feldmitte erlaubt eindeutige Rückschlüsse auf den Beanspruchungszustand der Betondruckzone und damit die Beurteilung des Biegetragzustandes. Betonstauchungsmessungen in der Druckzone über den Schubfeldern ließen schlussfolgern, dass dem Schubversagen eine Veränderung des inneren Gleichgewichts-, also Tragzustandes, vorausgeht, der zu einer Abweichung des Dehnungszustandes im Schubfeld von der linear-elastischen Biegetheorie führt. Es konnten abnehmende Druckstauchungen nach der Schrägrissausbildung infolge einer Umlagerung des inneren Tragsystems hin zu einem Fachwerk bzw. Sprengwerk beobachtet werden. Dies war für Balken mit und ohne Bügelbewehrung zutreffend.

6.6.4. Bewertung der Ergebnisse hinsichtlich der sicheren Detektion der Versuchsgrenzlast

Bis auf den ersten Versuch an Balken BO01 konnte in allen Versuchen die Versuchsgrenzlast sicher detektiert werden. Beim ersten Balken war die Sensibilität für die Erkennung unzulässiger lokaler Strukturveränderungen noch zu gering, doch wurde in der nachträglichen Auswertung der Ergebnisse mit Hilfe der gefundenen Indikatoren eine Versuchsgrenzlast detektiert. Durch die durchgeführten Schwelllastbeanspruchungen (Phase 2) wurde in den Versuchen nachgewiesen, dass die zum Zeitpunkt der Detektion der Versuchsgrenzlast eingetragenen lokalen Schädigungen noch keine Beeinträchtigung des Tragverhaltens auf Gebrauchslastniveau erzeugten. Tabelle 6.5 gibt einen Überblick über die maßgebenden Kriterien zur Detektion der Versuchsgrenzlast in den durchgeführten Versuchen.

Die Detektion der Versuchsgrenzlast erfolgte mit dem Beginn der lokalen Schädigung im Schubfeld, d. h. dem Zustand, bei dem die schrägen Risse entweder bis zur halben Balkenhöhe reichten, über die Biegerisse hinweg wuchsen oder eine Neigung von 45° erreichten. Für die Beurteilung des kritischen Zustandes ist aber auch eine gewisse Erfahrung des Versuchsingenieurs nötig. Wie Tabelle 6.5 entnommen werden kann war in allen Versuchen der Risszustand, also der Verlauf, die Höhe und/oder die Neigung des schrägen Risses, das maßgebende Kriterium. Die messtechnische Erfassung dieser Schrägrissentwicklung kann durch unterschiedliche Techniken erfolgen, doch besitzen hier gerade Verfahren, die eine flächige Verformungsmessung ermöglichen, deutliche Vorteile, da die Rissbildung starken Streuungen ausgesetzt und somit zufällig ist. Dies verhindert auch die Definition allgemeingültiger Verformungsgrenzwerte in Form von zulässigen Dehnungen oder Rissöffnungen, da deren Größe auch von der messtechnischen Erfassung abhängig ist. Geeigneter und zielführender ist die Feststellung riss- und damit verformungsaktiver Bereiche und eine relative Beschreibung des Rissentwicklungsprozesses. **Beginnende Rissaktivität in den Schubfeldern, ein Stopp des Biegerisswachstums, ein Anstieg der SE-Signale in Auflagernähe, Druck- bzw. Zugdehnungen in vertikal angebrachten Verformungsmessgeräten oder die sich verändernde Rissgeometrie sind eindeutige Anzeichen für eine beginnende lokale Strukturveränderung bzw. Schädigung.**

Werden durch die eingesetzten Messtechniken Veränderungen des Tragverhaltens gegenüber der klassischen Balkentheorie festgestellt, bedeutet dies bereits einen weit fortgeschrittenen Schädigungszustand (globale Schädigung). So zeigen Zugdehnungen in der Betondruckzone an, dass sich ein vom Biegebalken abweichender Tragzustand eines Fachwerk- oder Bogentragwerks ausgebildet hat.

Für die Balken ohne Bügelbewehrung zeigen die Ergebnisse in Tabelle 6.4, dass mit Laststeigerungen zwischen 1,10 und 1,50 (Verhältnis zwischen Bruchlast und Versuchsgrenzlast) die Duktilität nach Erreichen der lokalen Schädigung nicht sehr groß ist. Auch ist die Streuung zwischen 10 und 50 %

Laststeigerungsmöglichkeit in Abhängigkeit der Schubslankheit groß und zeigt, dass für Bauteile ohne Schubbewehrung ein deutlich auf der sicheren Seite liegendes Versuchsgrenzlastkriterium nötig ist.

Bei den Balken mit Bügelbewehrung stellen die in diesen Untersuchungen detektierten Versuchsgrenzlasten weit auf der sicheren Seite liegende Grenzwerte dar. Die vorhandene Bügelbewehrung erlaubte eine deutliche Laststeigerung über diese Lasten hinaus (1,59 bis 1,82, siehe Tabelle 6.4). Für Balken mit Bügelbewehrung stellt die Begrenzung der plastischen Verformungen in schrägen Rissen, als Anzeichen von plastischen Verformungen der Schubbewehrung, ein geeigneteres Kriterium zur Bestimmung der Versuchsgrenzlast dar.

Tab. 6.5.: Grenzlastkriterien in den durchgeführten Untersuchungen

Bez.	Versagen	Grenzlastkriterium
BO01	Biegeschub	Verlauf des schrägen Risses, Vertikaldehnungen
BO02	Biegeschub	Verlauf des schrägen Risses
BO03	Biegeschub	Verlauf des schrägen Risses, Vertikaldehnung
BO04	Biegeschub	Verlauf des schrägen Risses
BQ01	Biegeschub	Verlauf des schrägen Risses, Vertikaldehnung
BQ02	Biegeschub	Verlauf des schrägen Risses, Dübelanriss, weitere geneigte Risse in Auflagernähe
BQ03	Biegeschub	Verlauf des schrägen Risses, Vertikaldehnung
BQ04	sek. Biegedruck	Verlauf des schrägen Risses, Vertikaldehnung

Wie bei Balken BQ04 gesehen, kann trotz lokaler Schädigung im Schubbereich und z. T. deutlicher Schrägrissentwicklung ein Versagen durch Biegung maßgebend werden. Dies zeigt, dass Querkraft und Moment immer gleichzeitig wirken und eine getrennte Betrachtung für die experimentelle Bewertung bestehender Konstruktionen nicht geeignet ist.

6. Schubversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Bügelbewehrung

7. Empfehlungen für die experimentelle Tragsicherheitsbewertung schubgefährdeter Konstruktionen

7.1. Vorbemerkung

Ziel dieses Kapitels ist es, die wesentlichsten Erkenntnisse und Ergebnisse dieser Arbeit darzustellen, so dass dem Ingenieur, der eine experimentelle Tragsicherheitsbewertung eines schubgefährdeten Bauteils durchzuführen hat, eine Handlungsempfehlung zur Verfügung steht. Die Empfehlungen sind in zwei Stufen gegliedert. Die erste Stufe ist die Überprüfung, ob die Gefahr eines spröden Schubbruches für das konkrete Bauteil von vornherein ausgeschlossen werden kann. Ist es trotzdem nicht möglich, ein Schubversagen auszuschließen, kann die Schubtragsicherheit in einer zweiten Stufe experimentell bewertet werden. Dazu werden die Mindestanforderungen an die Planung, Durchführung und Auswertung von experimentellen Schubtragsicherheitsuntersuchungen formuliert. Aufgrund des unterschiedlichen Trag- und Verformungsverhaltens wird zwischen Bauteilen mit und ohne Schubbewehrung unterschieden.

7.2. Ausschluss der Schubbruchgefahr

Die Umnutzung bestehender Konstruktionen kann eine erneute Beurteilung der Standsicherheit erfordern. Diese wird zunächst immer rechnerisch durchgeführt, wobei das gerade für bestehende Gebäude mit erhöhten Schwierigkeiten verbunden sein kann, da Bestandsunterlagen, Informationen über Geometrien, die verwendeten Materialien, evtl. Schäden oder die Belastungsgeschichte des Tragwerks bzw. Tragwerksteiles oft nicht vorhanden sind. Um die Standsicherheit rechnerisch beurteilen zu können, muss der Ingenieur deshalb viele auf der sicheren Seite liegenden Annahmen treffen, die zu einer Akkumulation von Sicherheitsreserven führen und einen erfolgreichen rechnerischen Nachweis oft erfolglos machen. Weitere Sicherheitsreserven ergeben sich aus den Berechnungsvorschriften der Norm, deren Modelle i. d. R. eine untere Grenze der tatsächlichen Tragfähigkeit darstellen.

In solchen Fällen können genauere Untersuchungen des Bestandsbauwerks und eine Bestimmung der realen Baustoffeigenschaften verbesserte Informationen liefern. Auch können durch die Verwendung anderer Berechnungsmodelle weitere Tragreserven aufgespürt werden. Der Nachweis der Biegetragfähigkeit ist damit in vielen Fällen sicher zu erbringen. Problematischer ist der Nachweis einer ausreichenden Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen ohne oder mit sehr geringer Querkraftbewehrung. Hier enthalten die normativen Berechnungsmodelle zur Bemessung z. T. sehr große Sicherheiten, da die mechanische Beschreibung des Schubtragverhaltens bisher nicht vollständig und allgemeingültig möglich ist. Da zu viele Einflussfaktoren zu berücksichtigen sind und gleichzeitig die Modelle so einfach und praxistauglich wie möglich sein sollen, müssen diese erhöhten Sicherheiten in Kauf genommen werden. Dies ist für die Bemessung von neuen Bauteilen und Tragwerken richtig und führt zu einer erhöhten Robustheit der Konstruktionen. Für bestehende Gebäude müssen aber andere Ansätze verfolgt werden. Hinzu kommt, dass bis heute nur wenige Schubversagen in der Praxis aufgetreten sind, auch wenn die Tragsicherheit rechnerisch nicht nachweisbar war. Für solche Fälle ist die Anpassung von Teilsicherheitsbeiwerten,

7. Empfehlungen für die experimentelle Tragsicherheitsbewertung schubgefährdeter Konstruktionen

die auf der Einwirkungs- und vor allem auf der Widerstandsseite durch eine genauere Analyse der Material- und Systemeigenschaften oder verringerte Restnutzungsdauern reduziert werden können, eine geeignete Möglichkeit [DBV (2013)].

Eine andere bzw. weitere Möglichkeit ist die genauere Analyse des zu beurteilenden Bauteils bzw. Tragwerkteils und seiner konkreten Gefährdung eines spröden Versagens infolge Schub. Die Norm trennt Biege- und Querkrafttragfähigkeit als Querschnittsbemessungen streng voneinander, obwohl über die mechanische Beziehung $V(x) = dM(x)/dx$ ein enger Zusammenhang besteht. Auch für das Versagen eines Stahlbetonbauteils unter auflagnahen Einzellasten hat die Momenten-Querkraft-Interaktion oder Schubschlankheit a/d eine entscheidende Bedeutung (siehe Abbildung 7.1). Mit zunehmendem Momenteneinfluss verändert sich der Versagensablauf und auch das Versagensbild. In Balken mit kleinen Schubschlankheiten bis ungefähr $a/d = 2,5$, also kleinen Abständen zwischen Last und Auflager, wird die einwirkende Kraft direkt in das Lager geleitet – es entsteht eine sprengwerk- bzw. bei Gleichstreckenlasten bogenartige Tragwirkung. Die schrägen Risse bilden sich bei geringen Schubschlankheiten in der Regel im Stegbereich und bewirken aufgrund des direkten Lastabtrages über den Beton keinen kritischen Tragzustand. Ebenfalls unkritisch sind große Schubschlankheiten von etwa $a/d \geq 6,0$, da hier stets das Biegeversagen maßgebend wird und somit keine Schubbruchgefahr besteht [Leonhardt u. Walther (1962)].

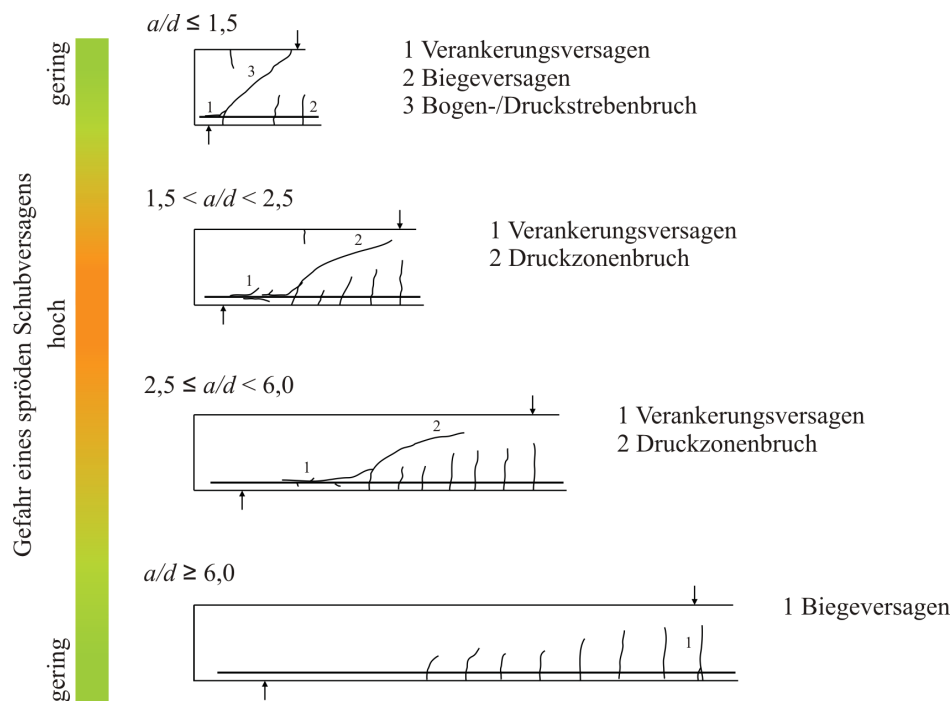


Abb. 7.1.: Abhängigkeit der Versagensart von der Schubschlankheit

Kritisch sind vor allem Schubschlankheiten zwischen $a/d = 2,5$ und $6,0$, wobei die Größe des Bereiches maßgeblich von dem vorhandenen Längsbewehrungsgrad beeinflusst wird. Für geringe Bewehrungsgrade wies Kani experimentell nach, dass ein Querkraftversagen nicht maßgebend wird [Kani u. a. (1979)]. Bei Balken mit Bügelbewehrung sind die Grenzen verschoben und der Bereich der Schubschlankheiten, in denen ein Schubversagen wahrscheinlich ist, abhängig von der Bügelbewehrungsmenge kleiner.

Für eine flächige bzw. verteilte Beanspruchung ist die Schubbruchgefahr wesentlich geringer als für konzentrierte Lastenwirkungen. Hier wurde in experimentellen Untersuchungen eine Abnahme der Sprödigkeit des Versagens und ca. 20 bis 30 % höhere Querkrafttragfähigkeiten festgestellt

[Leonhardt u. Walther (1962)]. In der Bemessung wird dieser Umstand nicht berücksichtigt, sondern vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend der Bauteilwiderstand unter Einzellasteinwirkung bestimmt.

Prinzipiell als gefährdet, spröde infolge Schub zu versagen, gelten Bauteile, die keine oder nur sehr geringe Bewehrung gegen Schubbeanspruchung besitzen. Dabei sind Bauteile ohne jegliche Schubbewehrung i. A. Stahlbetonplatten. Balken sollten seit 1916 mit Bügeln ausgeführt worden sein, „damit der Zusammenhang zwischen Zug- und Druckgurt gesichert wird“ [DAfEB (1932)]. Doch auch davor wurden Balken, wie z. B. nach dem System Hennebique, i. d. R. mit speziellen Stahlelementen, Bügeln oder zumindest mit Aufbiegungen der Längsbewehrung ausgeführt. Eine konkrete Vorschrift zur Anordnung einer gewissen Mindestbewehrung wurde erst in [DIN 1045 (1972)] gegeben [Rose (2013)]. Ein ausführlicher Überblick über die normative Entwicklung der Schubbemessung ist in Abschnitt 3.1.2 gegeben.

Damit sind es theoretisch vor allem Stahlbetonplatten, die aufgrund fehlender Schubbewehrung eine Gefährdung hinsichtlich eines spröden Schubversagens aufweisen. Die Gegenüberstellung der verschiedenen zulässigen Schubspannungswerte für Bauteile ohne Querkraftbewehrung (siehe Abbildung 3.6 in Abschnitt 3) zeigt, dass sich diese im Laufe der Geschichte stark verändert haben. Die zulässigen Werte $V_{Rd,c}$ für Stahlbetonplatten nach heutiger Norm fallen dabei vergleichsweise gering aus. Lange Zeit wurde bei der Bemessung zwischen Balken- und Plattentragwerken unterschieden. Mit Einführung von [DIN 1045-1 (2001)] wurden Balken und Platten bei der Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit wieder gleich behandelt. Lediglich beim Einbau von Mindestquerkraftbewehrung bestehen unterschiedliche Anforderungen. Anhand der in Abbildung 3.5 gegebenen Einordnung der geschichtlichen zulässigen Spannungen in die heutigen Festigkeitsklassen können erste Rückschlüsse auf die zu erwartende Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbauteilen gezogen werden [Schacht u. a. (2013a)]. In [Walraven u. Gmainer (2014)] wird eine Möglichkeit erläutert, mit der die Gleichung zur Bestimmung der Mindestquerkrafttragfähigkeit nach [DIN EN 1992-1-1 (2011)] für bestehende Tragwerke mit Biegebewehrung geringerer Festigkeiten als B 500 bestimmt werden kann.

Rechnerische Untersuchungen für Platten mit hochbautypischen Geometrien und Bewehrungsmengen zeigten, dass für wirtschaftlich bemessene Stahlbetonplatten unter Flächenlasten und mit üblichen Abmessungen ein Schubversagen i. d. R. auch rechnerisch sicher ausgeschlossen werden kann [Müller (2012a)]. Auch die Auswertung von experimentellen Untersuchungen zeigte, dass insgesamt nur wenige Plattentragwerke ein Schubversagen aufwiesen und deren Tragfähigkeit oberhalb des Mittelwertes der theoretischen Tragfähigkeit lag [Müller (2012a)]. Durch den flächigen Lastabtrag entstehen zusätzliche Umlagerungsmöglichkeiten, die eine Laststeigerung nach Rissenstehung ermöglichen und somit ein sprödes Versagen ausgeschlossen werden kann. Die mitwirkende Breite nimmt mit größer werdender Schubschlankheit zu. Bei kurzen Schubschlankheiten wird ein großer Teil der Last über eine direkte Abstützung ins Lager übertragen.

In Anlehnung an die von [Leonhardt (1977)] gegebenen Grenzen zum Ausschluss eines Schubversagens von Stahlbetonbauteilen mit BSt 42/50 oder höher, können unter Berücksichtigung von [DIN EN 1992-1-1 (2011)] normkonforme Empfehlungen mit einer gewählten unteren und oberen Grenze der Betondruckfestigkeiten f_{ck} , der Bauteilschlankheit l/d und dem Längsbewehrungsgrad ρ_l angegeben werden, für die ein Schubversagen ausgeschlossen werden kann (siehe Tabelle 7.1). Die Zwischenwerte können linear interpoliert werden.

Die Grenzflächen für beide Grenzfestigkeiten sind in Abbildung 7.2 grün in das normative Schubtal nach Abbildung 3.14 eingezeichnet und markieren die Bereiche, in denen Biegeversagen, also ein duktiler Bauteilversagen, maßgebend wird. Durch diese Empfehlung bleiben Bauteile mit geringen l/d -Verhältnissen unberücksichtigt. Hier kann ein unangekündigtes Schubversagen aber aufgrund

7. Empfehlungen für die experimentelle Tragsicherheitsbewertung schubgefährdeter Konstruktionen

der erhöhten Tragfähigkeit durch die direkte Abstützung der Last ins Auflager ausgeschlossen werden. Mit dieser einfachen Abgrenzung kann ein Schubversagen bei den meisten hochbautypischen Plattentragwerken bereits ohne einen rechnerischen Nachweis sicher ausgeschlossen werden.

Tab. 7.1.: Abgrenzungsbereich für den Ausschluss einer Schubbruchgefahr

f_{ck}	$\rho_l = 0,5\%$	$\rho_l = 2,0\%$
C20/25	$l/d \geq 21$	$l/d \geq 45$
...
C55/67	$l/d \geq 20$	$l/d \geq 32$

Für Balken kann die Gefahr eines spröden Schubversagens, wie bereits erläutert, i. A. ausgeschlossen werden, da zumindest konstruktiv eine Bügelbewehrung angeordnet bzw. Teile der Längsbewehrung an den Auflagern aufgebogen wurden. Die Forderung Mörschs nach einer vollen Schubsicherung führte eher dazu, dass in den 1920er und 1930er Jahren mehr Bügelbewehrung eingebaut worden ist, als nach heutigen Modellen rechnerisch nötig. Bei der Nachrechnung muss beachtet werden, dass nur Bügel, die eine ausreichende Verankerung besitzen, für den Abtrag der Querkräfte angesetzt werden dürfen. Sind Bügel aus Glattstahlbewehrung eingebaut, müssen diese zumindest durch einen Endhaken in der Druckzone verankert sein. [Kani u. a. (1979)] zeigte, dass bereits geringe Bewehrungsmengen ausreichen, um das Schubtal sehr stark zu verkleinern und die Tragfähigkeit zu erhöhen (siehe Abschnitt 3.3.7).

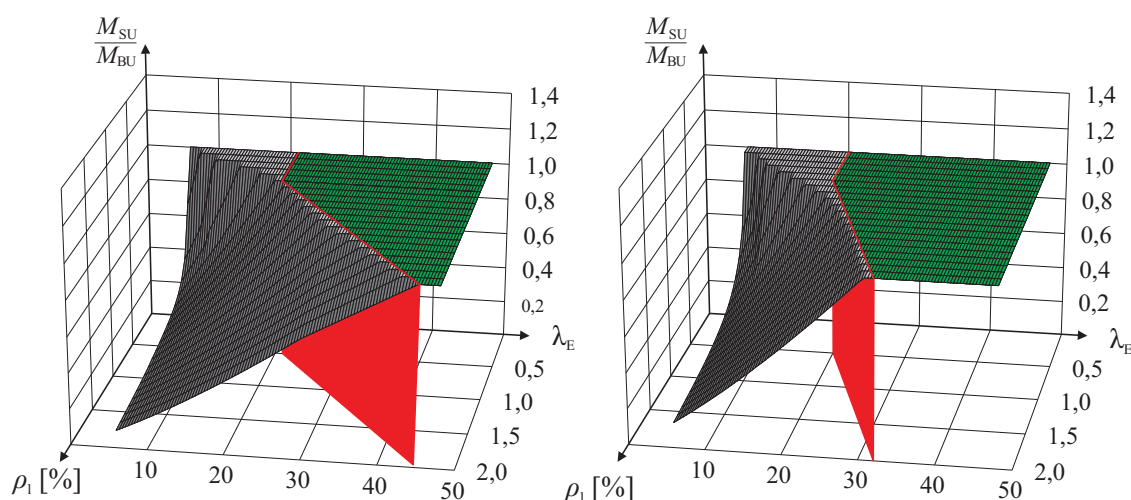


Abb. 7.2.: Abgrenzungsbereiche nach Tabelle 7.1 gemäß [DIN EN 1992-1-1 (2011)], in denen für Platten ohne Querkraftbewehrung Schubversagen ausgeschlossen werden kann, links: für C20/25, rechts: für C55/67

Bestandsbauteile besitzen oft eine Bewehrung aus Glattstählen mit einem veränderten Verbundverhalten gegenüber den heute verwendeten gerippten Stählen. Die Verbundeigenschaften beeinflussen das Tragverhalten maßgeblich und wie in Abschnitt 3.3.3 gezeigt wurde, ist ein Schubversagen eher unwahrscheinlich. Bei glatten Bewehrungsstählen bilden sich i. A. nur wenige Biegerisse, in denen sich die gesamte Verformung konzentriert und da keine Biegerisse in den Schubfeldern entstehen, ist die Bildung eines kritischen Schrägrisses nicht möglich. Es stellt sich ein sprengwerkartiger Lastabtrag ein, der bei ordnungsgemäßer Verankerung zu einem Biegeversagen führt. Kritisch sind vor allem Balken mit sehr kräftiger Biegezugbewehrung aus Glattstahl. Hier führen die großen

Stabdurchmesser zu einer sehr schlechten Verbundwirkung mit dem Beton und begünstigen spröde Verankerungsbrüche bzw. Abspaltungen von Beton und Betonstahl.

Auf Grundlage der in Abschnitt 3.1.2 zusammengestellten geschichtlich ertragenen Querkraftbeanspruchung sollten die Bauteile bei der Bestandsaufnahme sorgfältig hinsichtlich möglicher schräger Rissentwicklungen untersucht werden. Auch der Endverankerungsbereich ist auf evtl. vorhandene Dübel- bzw. Verbundrisse zu untersuchen. Sind schräge Risse vorhanden, ist deren Ausdehnung und Rissbreite zu dokumentieren und mit der Lage vorhandener Bügel zu vergleichen. Es sollte anschließend rechnerisch geprüft werden, ob die den schrägen Riss kreuzende, vorhandene Bügelbewehrung ausreichend ist, die Querkraftbeanspruchung an der Stelle des Risses zu übertragen.

7.3. Experimentelle Bewertung

Ist es trotz der in Abschnitt 7.2 gegebenen Hinweise zur Beurteilung der Schubbruchgefahr nicht möglich, ein Querkraftversagen sicher auszuschließen bzw. den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit zu erbringen, können Belastungsversuche durchgeführt werden, um die rechnerischen Nachweise zu ergänzen bzw. um die zu treffenden Modellannahmen zu bestimmen. Im Rahmen der Versuchsplanung ist zunächst eine detaillierte Bestandsaufnahme der zu untersuchenden Tragwerksteile durchzuführen. Dabei sollten die folgenden Punkte besonders begutachtet werden:

- Bauteilgeometrie, Lagerungsbedingungen, vorhandene Verformung bzw. Durchbiegung,
- vorhandene Biege- und Schubbewehrung (Art, Menge, Zustand, Position, Verankerung),
- vorhandene Risse im Biege- und Schubbereich (Rissbreiten, Rissverläufe, Rückschlüsse auf bisher ertragene Belastung, Belastungsgeschichte),
- ggf. Materialuntersuchungen (Beton, Bewehrung),
- Schäden, Korrosion, Durchfeuchtungen, chemische und physikalische Einwirkungen.

Auf Grundlage dieser Bestandsaufnahme sind die rechnerischen Untersuchungen so zu verfeinern, dass die reale Beanspruchungssituation im Versuch berücksichtigt und die in diesem Fall maßgebenden Versagensformen bestimmt werden. In [Reineck u. a. (2012)] ist eine umfangreiche Zusammenstellung der bekannten Schubversuche an Stahlbetonbalken gegeben. Hier können z. B. Versuche an Bauteilen mit ähnlichen geometrischen und materialtechnischen Eigenschaften herausgesucht werden und aus der Originalquelle detaillierte Informationen zum Schubtragverhalten der unterschiedlichen Bauteile entnommen werden. Belastungsversuche sollten nur dann durchgeführt werden, wenn die Voruntersuchungen Tragreserven vermuten lassen. Vor experimentellen Untersuchungen der Schubtragsicherheit sollte stets überprüft werden, ob ein mögliches Schubversagen nur zu einem lokalen Versagen eines Bauteiles führt, oder ob dadurch weitere umgebende Bauteile beeinträchtigt werden können. Eventuell notwendige Abfangkonstruktionen sind entsprechend zu planen.

Bei vielen gleichartigen Konstruktionen, deren Tragfähigkeit zweifelhaft ist, muss das zu untersuchende Bauteil so ausgewählt werden, dass dieses die Gesamtheit der Konstruktionen und eine untere Grenze der erwarteten Tragfähigkeit repräsentiert, also das Bauteil mit dem schlechtesten Zustand und den ungünstigsten Randbedingungen der Gesamtbauteile ist. Auch ist festzulegen, wie viele Untersuchungen notwendig sind, um eine ausreichend sichere Übertragung der Ergebnisse auf die anderen, nicht experimentell beprobten Bauteile zu gewährleisten. Aus der Beurteilung der Bauteilzustände sind entsprechende Übertragungsfaktoren abzuleiten, die die Unsicherheiten dieser Übertragung abdecken.

7. Empfehlungen für die experimentelle Tragsicherheitsbewertung schubgefährdeter Konstruktionen

Die experimentelle Tragsicherheitsbewertung orientiert sich stets an den rechnerisch anzusetzenden bzw. nachzuweisenden Einwirkungen, d. h., dass die im Versuch zu erzeugende Belastung der bemessungsmaßgebenden Einwirkung entsprechen muss. Für Hochbauten ist dies i. d. R. eine flächige Beanspruchung und nur für Sonderfälle mit Radlasten o. ä. konzentrierte Einwirkungen sind Einzellasten nachzuweisen (siehe Abschnitt 2.6). Die flächige Beanspruchung wird im Versuch durch eine Lastverteilung über Lastgeschirre realisiert, wodurch eine Beanspruchung gemäß Abbildung 7.3 in der Konstruktion erzeugt wird. Durch die Simulation der flächigen Belastung entstehen im Versuch verteilte Einzellasten, die eine höhere Querkraftbeanspruchung in Auflagernähe erzeugen, als dies rechnerisch berücksichtigt wird. Damit wird durch die experimentell nachgewiesene Tragfähigkeit eine höhere Sicherheit erreicht, als dies rechnerisch erfolgt, weil die Einwirkungssituation „verschlimmert“ wird.

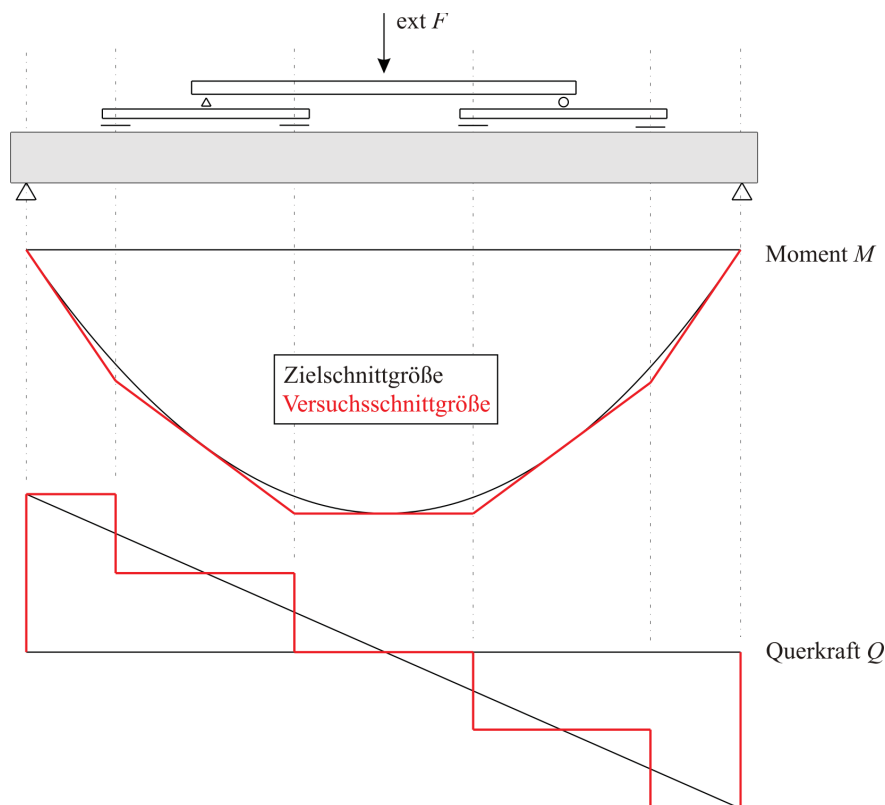


Abb. 7.3.: Darstellung der im Versuch eingetragenen Beanspruchung (Versuchsschnittgrößen) und der rechnerischen Zielschnittgrößen

Ist der Nachweis einer Einzellast erforderlich, so ist diese so anzuordnen, dass eine möglichst ungünstige Momenten-Querkraft-Interaktion, also eine kritische Schubschlankheit, erreicht wird. Bei stark bügelbewehrten Querschnitten ist die Druckstreben­tragfähigkeit maßgebend und die Last sollte entsprechend dicht am Auflager angeordnet werden. Zu empfehlen ist eine Schubschlankheit $a/d = 2,5$. Für gering bügelbewehrte Balken ist entsprechend den durchgeführten Versuchen eher eine Schubschlankheit a/d von 3,0 bis 4,0 kritisch, da so der Anteil der Querkraft, der über eine direkte Druckstrebe in das Auflager abgetragen wird, begrenzt ist. Dieser Bereich der Schubschlankheiten gilt auch für Plattenbalkensysteme.

Die Belastung für eine experimentelle Tragsicherheitsuntersuchung muss selbstsichernd sein, d. h. die Last muss hydraulisch erzeugt werden und durch eine ausreichend dimensionierte Widerlagerkonstruktion rückverankert werden, so dass ein geschlossener Kraftkreislauf entsteht. Die Belastung ist stufenweise in Be- und Entlastungszyklen bis zur Versuchsziellast bzw. zur Versuchsgrenzlast zu

steigern. Ein Vorschlag für eine solches Belastungsregime ist in Abbildung 7.4 dargestellt. Dabei bezeichnet F_k die nachzuweisende Gebrauchslast, also eine Einwirkungsgröße, und $F_{Rm,c}$ die Last, die dem Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit für Bauteile ohne Schubbewehrung nach [DIN EN 1992-1-1 (2011)], also eine Widerstandsgröße. Für Bauteile, bei denen die wahrscheinliche Versagensart bzw. Tragfähigkeit rechnerisch nicht sicher zu bestimmen ist, sollte während des Versuchs folgende Grundaussage von [Rackwitz (2006)] beachtet werden: *„Immer dann, wenn man sich auf technisches Neuland hinauswagt, wird man mit Schäden infolge individueller oder allgemeiner Unkenntnis entscheidender Sachverhalte rechnen müssen. Sie sind letztendlich nur durch sehr zögerliches Überschreiten des Erfahrungsbereiches vermeidbar.“*

Dies bedeutet übertragen auf den Belastungsversuch zum Nachweis einer ausreichenden Schubtrag-sicherheit, dass bei Bedarf, also bei Anzeichen für eine beginnende Strukturveränderung in den Schubfeldern, die Inkremente der Laststeigerung verringert und Lastwiederholungen mit längeren Standzeiten durchgeführt werden sollten, um die Reaktion genauer beobachten und eine beginnende Schädigung messtechnisch sicher erfassen zu können. Für Balkentragwerke mit kräftiger Biegezugbewehrung kann die wahrscheinliche Schrägrisslast mit Hilfe des Mittelwertes (Vorfaktor 0,18...0,2) der in [DIN EN 1992-1-1 (2011)] gegebenen Gleichung zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit von Bauteilen ohne Schubbewehrung abgeschätzt werden.

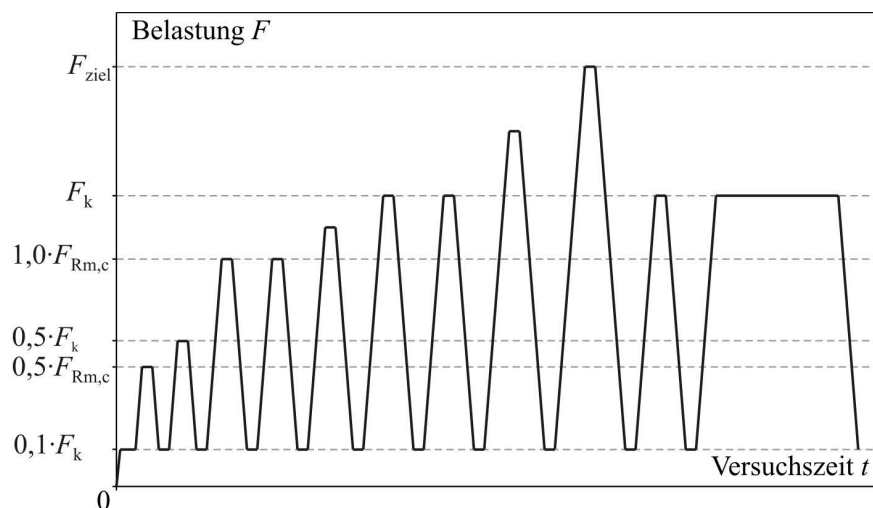


Abb. 7.4.: Vorschlag für das Belastungsregime bei experimentellen Schubtragsicherheitsuntersuchungen

Vor dem Versuch ist die Lage vorhandenen Schubbewehrung auf dem Bauteil anzuzeichnen, so dass während des Versuches die Position einer schrägen Rissentwicklung direkt mit der Lage der Schubbewehrung verglichen und beurteilt werden kann. Ist im Bereich des Risses Bewehrung vorhanden, die einen schubsteifen Zusammenhalt von Druck- und Zugzone gewährleistet, ist im Moment der Schrägrissentwicklung eine Lastumlagerung in schwächer beanspruchte Bereiche möglich, d. h. es ist eine gewisse Duktilität vorhanden. Auch Plattentragwerke besitzen trotz fehlender Schubbewehrung eine gewisse Umlagerungsfähigkeit und damit Versagensvorankündigung, so dass ein extrem sprödes Versagen eigentlich nur bei Balken ohne Schubbewehrung wahrscheinlich ist, wobei vermutlich nur wenige Balkentragwerke ohne jegliche Schubbewehrung existieren. Belastungsversuche an Balken ohne Schubbewehrung sollten, wenn überhaupt, nur von Versuchsingenieuren mit besonderer Erfahrung bei der Beurteilung eines Schubversagens durchgeführt werden, da die Sicherheitsreserve zwischen Versuchsgrenzlast und Tragfähigkeit sehr gering sein kann.

Die Bewertung des Tragzustandes im Versuch kann anhand der in Abschnitt 5.2.2 gegebenen Schädigungsdefinition erfolgen. Für Bauteile ohne Schubbewehrung bedeutet dies, dass jegliche Anzei-

chen für eine schräge Rissentwicklung im Schubfeld als lokale Schädigung und damit als Grenzbeanspruchbarkeit des Bauteils gelten müssen, da eine weitere Laststeigerungsmöglichkeit begrenzt und nicht garantiert ist. In Abschnitt 6.6.4 wurde gezeigt, dass eine zuverlässige Beurteilung ausschließlich anhand der Rissentwicklung und des Risszustandes möglich ist. Dagegen ist für Bauteile mit Schubbewehrung eine Laststeigerung nach der Schrägrissentstehung möglich, da die vorhandene Schubbewehrung eine instabile Rissentwicklung verhindert. Hier sollte die Beurteilung über die, über den schrägen Riss gemessene, Verformungsentwicklung (Dehnung) der Schubbewehrung erfolgen. Beginnende nicht-lineare Dehnungen bedeuten den Schädigungsbeginn und bleibende Verformungen der Schubbewehrung sollten analog zur Längsbewehrung in einem Belastungsversuch auf 10 % der maximalen gemessenen Dehnung begrenzt werden. Da sich bei einem bügelbewehrten Bauteil bei zunehmender Belastung i. A. mehrere schräge Risse ausbilden und nicht von vornherein der maßgebende Schrägriss bestimmt werden kann, müssen mehrere Messstellen überwacht werden.

Die einzusetzende Messtechnik ergibt sich stets aus den Anforderungen des Versuchsziels. In den Abschnitten 2.2.4 und 4 wurden die für Belastungsversuche üblicherweise verwendeten Messtechniken und ihre Anwendungsmöglichkeiten umfangreich erläutert. Zusätzlich zu diesen, ist bei der Gefahr eines spröden Versagens eine detaillierte Überwachung der schubbeanspruchten Bereiche nötig. Ziel ist es, die Rissentstehung und -entwicklung in diesen Bereichen online detektieren und beurteilen zu können. In den in Abschnitt 6 vorgestellten experimentellen Untersuchungen wurden verschiedene Möglichkeiten, diese Rissentwicklung messtechnisch erfassbar und bewertbar zu machen, miteinander verglichen und es zeigte sich, dass aufgrund der Zufälligkeit der Rissentstehung eine Lokalisierung lokaler Strukturveränderungen im Schubfeld mit Hilfe photogrammetrischer Bildanalyseverfahren die beste Möglichkeit darstellt.

Sind bei dem zu untersuchenden Bauteil bereits vor dem Versuch schräge Risse in den Schubfeldern vorhanden, so sind diese mit Hilfe von IWA, die in Richtung der vorhandenen Schubbewehrung angebracht werden, während des Versuches streng zu überwachen. Plastische Verformungsanteile der Rissöffnung müssen in den Be- und Entlastungszyklen hinsichtlich ihrer Entwicklung bewertet werden. Auch sollten die Rissbreiten auf Gebrauchslastniveau überwacht werden. Bleibende Risse über 0,3 mm müssen nicht per se unzulässig bzw. schädlich sein. Hier kann eine Beurteilung der individuellen Gefährdung für die jeweilige Einwirkungssituation eine geeignete Lösung darstellen bzw. sollte eine Rissverpressung zum Ausschluss von zukünftigen Korrosionsschädigungen durchgeführt werden. Für Plattentragwerke, bei denen eine seitliche Beobachtung der Schubbereiche nicht möglich ist, sind mit Hilfe von senkrecht durch die Platte angeordneten IWA die Vertikaldehnungen während des Versuches zu überwachen. Die Position der Wegaufnehmer sollte entsprechend der Ausbreitung der Last zum Lager festgelegt werden. Die Auswertung von 171 Versuchen an Stahlbetonbalken ohne Bügelbewehrung [Holz (2014)] erlaubte es, den Bereich, in dem die kritischen Biegeschubrisse entstehen und eine kritische Neigung von 45° erreichen, auf $0,25 \cdot a$ bis $0,70 \cdot a$ einzuschränken (a = Abstand zwischen Last und Lager), so dass eine Vertikalverformungsmessung mit wenigen IWA kritische Schubrissentwicklungen anzeigen kann.

Der Einsatz der SEA als begleitendes Messverfahren ist empfehlenswert, da so die Rissaktivität lokalisiert und auch Verlagerungen von Rissentwicklungsprozessen detektiert werden können. Die Verwendung von Neigungssensoren ermöglicht ebenfalls eine Unterscheidung von schädigungs- bzw. rissaktiven und -inaktiven Bereichen und kann somit zur Lokalisierung von Schädigungen eingesetzt werden. Durchbiegungsmessungen sollten immer durchgeführt werden, um das Trag- und Verformungsverhalten des Bauteils beurteilen zu können. Zwar lassen Durchbiegungswerte keine Rückschlüsse auf eine mögliche Schubschädigung zu, doch ist ein sehr steifes Last-Verformungsverhalten, ohne eine erkennbare Steifigkeitsabnahme, ein deutlicher Hinweis auf ein vom erwarteten Biegetragverhalten abweichendes Verformungsverhalten.

8. Zusammenfassung und Ausblick

8.1. Zusammenfassung

Um die Anwendung der Methode der experimentellen Tragsicherheitsbewertung auch für Bauteile zu ermöglichen, die eine Gefährdung eines gering duktilen Versagens, wie des Biegeschubversagens, aufweisen, wurden diese Versagensform und ihre messtechnisch erfassbare Vorankündigung ausführlich analysiert. Bisher waren solche sprödbbruchgefährdeten Bauteile von einer experimentellen Untersuchung ausgeschlossen, weil keine geeigneten Kriterien zur sicheren Bestimmung der Versuchsgrenzlast existierten. Diese Wissenslücke wurde in dieser Arbeit geschlossen und Indikatoren bzw. Kriterien entwickelt, die eine sichere Bestimmung der maximal zulässigen Beanspruchung während eines Belastungsversuches an einem schubbeanspruchten und sprödbbruchgefährdeten Bauteil ermöglichen.

Um die Bedeutung und Aufgabe von Belastungsversuchen in der Entwicklung des Stahlbetonbaus und für die heutige Nachweisführung bestehender Bauwerke zu zeigen, wurde zunächst die geschichtliche Entwicklung und anschließend der aktuelle Stand des Wissens zu experimentellen Tragsicherheitsuntersuchungen dargestellt. Der Vergleich des internationalen Wissensstandes zeigt, dass in Deutschland bereits ein großes Wissen auf diesem Gebiet vorhanden ist. Die bekannten Versuchsgrenzlastindikatoren, also die messtechnisch erfassbaren Strukturveränderungen, die den Beginn kritischer Schädigungszustände anzeigen, bevor eine das Tragwerk beeinträchtigende Schädigung eingetreten ist, werden ausführlich vorgestellt und die Hintergründe der in der Richtlinie für Belastungsversuche [DAfStb (2000)] angegebenen Bewertungskriterien erläutert. Die Besonderheiten einer experimentellen Untersuchung des Schubtragverhaltens werden herausgearbeitet und dabei der Begriff und die Bedeutung der Vorankündigung eingehend diskutiert.

Nicht jedes Stahlbeton- oder Spannbetonbauteil mit einer zu geringen oder fehlenden Schubbewehrung ist gefährdet, spröde infolge Schub zu versagen. Um diese Gefährdung bzw. die zu erwartende Versagensart bereits vor dem Versuch besser beurteilen zu können, wurden das Schubtragverhalten und die Versagensmechanismen von Stahlbetonbauteilen untersucht. Die Entwicklung der normativen Schubbemessung seit den ersten Empfehlungen wurde ausführlich vorgestellt und der Vergleich der geschichtlichen Schubtragfähigkeiten mit der aktuellen Normengeneration ermöglicht eine erste einfache Abschätzung der Schubtragfähigkeit bestehender Bauteile. Die Analyse zeigte, dass i. A. nur Plattentragwerke ohne Schubbewehrung ausgeführt worden sind und die meisten Balkentragwerke zumindest Aufbiegungen oder eine geringe Bügelbewehrung im Schubbereich besitzen. Eine detaillierte Untersuchung der Einflussfaktoren auf das Schubtragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen ergab, dass die Gefahr eines Schubversagens nur bei ganz bestimmten Parameterkombinationen überhaupt vorhanden ist und somit für viele Konstruktionen ein schlagartiges Schubversagen bereits im Vorfeld eines Belastungsversuches ausgeschlossen werden kann. Die maßgebenden Einflussfaktoren, wie die Schubslankheit, die vorhandene Längsbewehrung, das Verbundverhalten und die Belastungsart, wurden ausführlich dargestellt und ihre Auswirkungen auf das Schubtragverhalten erläutert. Die daraus abgeleiteten Beurteilungskriterien stellen bereits eine wesentliche Verbesserung der Planungssicherheit von Belastungsversuchen dar.

Um die messtechnische Wahrnehmung der Vorankündigung des spröden Schubversagens zu untersuchen, wurden zunächst die bekannten Möglichkeiten der messtechnischen Überwachung schubbe-

anspruchter Stahlbeton- und Spannbetonbauteile vorgestellt. Die über einhundertjährige Geschichte der experimentellen Untersuchungen zum Schubtragverhalten wurde anhand der verwendeten Messtechniken in drei Epochen unterteilt und die verwendeten Messverfahren sowie die damit erzielten Messergebnisse wurden kritisch analysiert und bewertet, wodurch eine Klassifikation geeigneter Messziele und -techniken möglich wurde. Um die messtechnische Wahrnehmung bereits geringster Strukturveränderungen in den Schubfeldern zu ermöglichen, wurde in dieser Arbeit eine Kombination von herkömmlichen Verformungsmesstechniken, der Nahbereichsphotogrammetrie, der Schallemissionsanalyse und Neigungssensoren verwendet. Diese Messverfahren, die bekannten Erfahrungen in der Anwendung bei Schubuntersuchungen und die in dieser Arbeit verwendeten Auswertemethoden wurden vorgestellt und ausführlich beschrieben.

Eines der maßgebenden Bewertungskriterien für das Schubtragverhalten ist die schräge Rissentstehung und -entwicklung. Die Entwicklung von Mikrorissen, die sich zu Makrorissen vereinigen und die Frage der Spannungsübertragung in der sogenannten Rissprozesszone wurden ausführlich erläutert und somit die Grundlage für die Schädigungsbeschreibung bei Biegeschubversagen gegeben. Der Übergang zur Makro-Schrägrissententwicklung stellt bereits eine eindeutige Schädigung während des Versuches dar, die vermieden und deren Beginn durch die applizierte Messtechnik detektiert werden muss. Aus diesen Überlegungen und dem Studium des Versagensablaufes zahlreicher Versuche wurden Versuchsgrenzlastindikatoren, wie z. B. die Verlagerung der Rissaktivität, ein kritischer Schubrissverlauf (Neigung, Höhe) oder die Änderung der Bauteildicke entwickelt und formuliert. Es wird zwischen einer lokalen und globalen Schädigungsdefinition unterschieden, die eine sichere Bewertung von Bauteilen ohne und mit geringer Schubbewehrung ermöglicht.

Um die entwickelten Indikatoren hinsichtlich ihrer Eignung zur Bewertung des Tragzustandes schubbeanspruchter Bauteile zu überprüfen und zu Kriterien hocharbeiten zu können, wurden experimentelle Untersuchungen an insgesamt 11 Stahlbetonbalken ohne und mit geringer bzw. normaler Bügelbewehrung durchgeführt. Die Balken wurden mit Schubslankheiten zwischen 3,0 und 5,2 ausgeführt, um die Allgemeingültigkeit der Bewertungskriterien zu überprüfen. Die Belastung erfolgte kraftgesteuert und symmetrisch durch zwei mittig angeordnete Einzellasten.

Die Versuche wurden in drei Phasen unterteilt, um die Zielstellung der Detektion der Versuchsgrenzlast und des anschließenden Nachweises, dass die bis dahin aufgebrachte Belastung noch keine irreversible Schädigung bewirkt hat, zu erfüllen. In der ersten Versuchsphase wurde die Belastung stufenweise in Be- und Entlastungszyklen gesteigert, bis die Versuchsgrenzlast detektiert wurde. Anschließend wurden in der zweiten Phase Schwelllastbeanspruchungen auf unterschiedlichen Mittellastniveaus und mit größer werdenden Lastschwingbreiten durchgeführt, um zu zeigen, dass das Bauteil keine, die zukünftige Nutzung beeinträchtigende Schädigung erfahren hat. In der dritten Versuchsphase wurde die Last stufenweise bis zum Bruch des Balkens gesteigert und so der Sicherheitsabstand bzw. die Laststeigerungsmöglichkeit zwischen Versuchsgrenzlast und Tragfähigkeit bestimmt.

In den Versuchen konnte der Übergang vom spröden Versagen infolge Querkraft hin zu duktilem Biegeversagen durch die Veränderung der Schubslankheit und des Bügelbewehrungsgrades gezeigt werden. Die Balken mit stärkerer Bügelbewehrung versagten, trotz zahlreicher schräger Risse, mit z. T. erheblichen Rissbreiten, planmäßig durch Stahlfließen und sekundären Biegedruckzonenbruch. Die Balken mit geringer Bügelbewehrung versagten bis zu Schubslankheiten von 4,1 infolge Biegeschub und nur der Balken BQ04 mit einer Schubslankheit von 5,2 erreichte seine volle Biegetragfähigkeit. Die Balken ohne Bügelbewehrung versagten alle infolge Biegeschub und mit einer deutlich geringeren Duktilität bzw. Vorankündigung. Bereits eine geringe Bügelbewehrung führte zu einem duktilen Verformungsverhalten und Versagen.

In allen Versuchen (bei Balken BO01 nachträglich) konnte die Versuchsgrenzlast sicher detektiert und in den anschließenden Versuchsphasen 2 und 3 gezeigt werden, dass zu diesem Zeitpunkt keine irreversible Schädigung eingetreten bzw. dass ein gewisser Sicherheitsabstand bis zum Bruch vorhanden war. In den Versuchen konnte nachgewiesen werden, dass bereits geringe Bügelbewehrungsmengen ausreichen, um ein duktils Bauteilverhalten im Sinne der Vorankündigung des Versagens sicherzustellen. Die Balken mit geringer Bügelbewehrung wiesen vor dem Versagen deutlich geöffnete Schrägrisse auf. Als wichtigstes Bewertungskriterium erwies sich die Rissentwicklung, die in den Versuchen mit Hilfe einer echtzeitfähigen Rissvisualisierung durch die Photogrammetrie beurteilt werden konnte. Diese ermöglichte eine hohe Auflösung der Rissentwicklung und somit die Beurteilung des Rissbildungszustandes während des Versuches. Herkömmliche Verformungsmessungen im Schubfeld (Vertikal- oder Diagonaldehnungen) waren nur dann geeignete Verfahren, wenn die schräge Rissentwicklung im Messbereich des Wegaufnehmers lag. Die SEA bestätigte die Verlagerung der Rissaktivität aus dem Biege- in die Schubbereiche, ist ein hilfreiches begleitendes Messverfahren für experimentelle Untersuchungen und hat eine größere Bedeutung bei der Untersuchung von Spannbetonbauteilen. Die abschnittsweise Krümmungsmessung mit Hilfe von Neigungssensoren ermöglichte die Lokalisierung der Rissaktivität.

Aus den durchgeführten theoretischen Überlegungen und experimentellen Untersuchungen wurden Empfehlungen für die experimentelle Tragsicherheitsbewertung schubgefährdeter Konstruktionen abgeleitet. Die Empfehlungen beinhalten zwei Stufen der Beurteilung, den theoretischen Ausschluss der Gefährdung eines spröden Schubversagens und die experimentelle Bewertung des Tragzustandes schubbeanspruchter Stahlbetonbauteile. Im ersten Teil werden Hinweise dafür gegeben, unter welchen Randbedingungen die Gefahr eines spröden Schubversagens bereits im Vorfeld eines Belastungsversuches verringert oder ausgeschlossen werden kann, auch wenn rechnerisch keine ausreichende Tragsicherheit nachweisbar ist. Dies betrifft vor allem Plattentragwerke mit geringen Längsbewehrungsgraden und ohne konzentrierte Lastenleitungen, also den Standardfall im Hochbau. Ist es trotzdem nicht möglich, ein sprödes Schubversagen sicher auszuschließen und ein rechnerischer Nachweis nicht erfolgreich, kann die Schubtragsicherheit mit Hilfe eines Belastungsversuches nachgewiesen werden. Für diesen Fall wurden im zweiten Teil Empfehlungen und Hinweise gegeben, wie solche Versuche vorzubereiten, durchzuführen und zu bewerten sind.

8.2. Ausblick

Die Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ [DAfStb (2000)] ermöglicht seit 14 Jahren die geregelte Anwendung der Methode der experimentellen Tragsicherheitsbewertung bestehender Stahlbetontragwerke. Damit konnte in unzähligen Belastungsversuchen die Tragsicherheit bestehender Tragwerke erfolgreich nachgewiesen werden, für die ein rechnerischer Nachweis allein nicht erfolgreich geführt werden konnte.

Diese Arbeit bildet die Grundlage für die Anwendung der Methode auch für Bauteile, die bisher aufgrund fehlender Bewertungskriterien für spröde Versagensformen, wie dem Biegeschubversagen, von einer experimentellen Untersuchung ausgeschlossen waren. In dieser Arbeit wurden hauptsächlich Stahlbetonbalken ohne und mit geringer Bügelbewehrung betrachtet, doch können die prinzipiellen Ergebnisse auch auf andere Bauteilformen und Konstruktionsweisen übertragen werden. Wünschenswert wären weitere Untersuchungen zu Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit geringen Bügelbewehrungsgraden und evtl. größeren Bügelabständen oder Aufbiegungen und Glattstahlbewehrung, bei denen die Verformungsentwicklung der Schubbewehrung durch eine Messung über den schrägen Riss hinweg genauer untersucht werden kann, so dass hier eine größere Sicherheit für die experimentelle Bewertung des Tragzustandes erreicht wird.

Literaturverzeichnis

- [ACI 318 1999] ACI 318: *ACI Building Code 318, Chapter 20 - Strength Evaluation of Existing Structures*. ACI, 1999
- [ACI 318 2002] ACI 318: *ACI Building Code 318, Chapter 20 - Strength Evaluation of Existing Structures*. ACI, 2002
- [ACI 318 2008] ACI 318: *ACI Building Code 318, Chapter 20 - Strength Evaluation of Existing Structures*. ACI, 2008
- [Aggelis 2011] AGGELIS, D. G.: Classification of cracking mode in concrete by acoustic emission parameters. In: *Mechanics Research Communications* 38 (2011), S. 153–157
- [Aggelis u. a. 2010] AGGELIS, D. G. ; SHIOTANI, T. ; TERAZAWA, M.: Assessment of Construction Joint Effect in Full-Scale Concrete Beams by Acoustic Emission Activity. In: *Journal of Engineering Mechanics* 136 (2010), Nr. 7, S. 906–912
- [Albertin-Hummel u. Brandt 2008] ALBERTIN-HUMMEL, U. ; BRANDT, B.: Besonderheiten bei der Beurteilung des Ankündigungsverhaltens von Spannbetonbrücken nach dem Riss-vor-Bruch-Kriterium. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), Nr. 8/9, S. 541–549 und 590–597
- [Anderson 1957] ANDERSON, B. G.: Rigid Frame Failure. In: *ACI Journal Proceedings* 53 (1957), S. 625–636
- [Arnold u. a. 2009] ARNOLD, A. ; KAPPAHN, G. ; REIPE, N. ; STEFFENS, K.: Hybrider statischer Nachweis für einen Stahlbeton-Großsilo. In: *Bautechnik* 86 (2009), S. 84–93
- [AS 3600 2009] AS 3600: *AS 3600 - Concrete Structures*. Australian Standard, 2009
- [ASCE-ACI 426 1973] ASCE-ACI 426: The Shear Strength of Reinforced Concrete Members. In: *ASCE Journal of the Structural Division* 99 (1973), S. 1091–1187
- [Aster 1970] ASTER, H.: Vierseitig gelagerte Stahlbetonhohlplatten. Versuche, Berechnung und Bemessung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 213*. Beuth Verlag, 1970
- [ASTM E569 2012] ASTM E569: *ASTM E569 / E569M - 13 Standard Practice for Acoustic Emission Monitoring of Structures During Controlled Stimulation*. 2012
- [Bach u. Graf 1911] BACH, C. ; GRAF, O.: Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte 2. Teil. In: *Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 12*, 1911
- [Bach u. Graf 1914] BACH, C. ; GRAF, O.: Gesamte und bleibende Einsenkungen von Eisenbetonbalken. Verhältnis der bleibenden zu den gesamten Einsenkungen. In: *Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 27*, 1914
- [Bach u. Graf 1915] BACH, C. ; GRAF, O.: Versuche mit allseitig aufliegenden, quadratischen und rechteckigen Eisenbetonplatten. In: *Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 30*, 1915
- [Baron 1956] BARON, M. J.: *Effect of axial load on the shear strength of reinforced concrete beams*. University of Illinois, 1956

- [Baron 1966] BARON, M. J.: Shear strength of reinforced concrete beams at points of bar cutoff. In: *Journal of the American Concrete Institute* 63 (1966), S. 127–134
- [Baumann u. Rüschi 1970] BAUMANN, T. ; RÜSCH, H.: Schubversuche mit indirekter Krafteinleitung und Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 210*. Ernst & Sohn, 1970
- [Bazant u. Kim 1984] BAZANT, Z. ; KIM, W.: Size Effect in shear failure of longitudinally reinforced beams. In: *ACI Journal* 81 (1984), S. 456–468
- [Bazant 1991] BAZANT, Z. P.: Size Effect on Fracture and Localization: Aperçu of Recent Advances and their Extension to Simultaneous Fatigue and Rate-Sensitivity. In: *Proceedings of the International RILEM/ESIS Conference* (1991), S. 417–429
- [Bazant u. Gambarova 1983] BAZANT, Z. P. ; GAMBAROVA, P. G.: Crack Shear in Concrete: Crack Band Microplane Model. In: *ASCE Journal of Structural Engineering* 110 (1983), S. 2015–2035
- [BD 21 2001] BD 21: *The Assessment of Highway Bridges and Structures, Vol. 3, Highway Structures: Inspection and Maintenance, Section 4: Assessment, BD21/01*. The Highway Agency, 2001
- [BD 54 1993] BD 54: *The Assessment of Highway Bridges and Structures, Vol. 3 Highway Structures: Inspection and Maintenance, Section 1: Inspection, BD54/93*. The Highway Agency, 1993
- [Bentz u. a. 2006] BENTZ, E. C. ; VECCHIO, F. J. ; COLLINS, M. P.: Simplified Modified Compression Field theory for Calculation Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. In: *ACI Structural Journal* 103 (2006), S. 614–624
- [Bernstone u. Heyden 2009] BERNSTONE, C. ; HEYDEN, A.: Image analysis for monitoring of crack growth in hydropower concrete structures. In: *Measurement* 42 (2009), S. 879–893
- [Bhal 1967] BHAL, N. S.: *Über den Einfluss der Balkenhöhe auf die Schubtragfähigkeit von einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung*, Universität Stuttgart, Diss., 1967
- [Bieniawski 1967] BIENIAWSKI, Z. T.: Mechanism of brittle fracture of rock: Part I - Theory of the fracture process. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts* 4 (1967), Nr. 4, S. 395–406
- [Bierbrauer 2008] BIERBRAUER, K.: *Ein Beitrag zur Bestimmung der Biegetragfähigkeit bestehender Stahlbetonbauteile*, Universität der Bundeswehr München, Diss., 2008
- [Birtel 2009] BIRTEL, V. S.: *Modellbildung und versuchsgestützte Analyse von Stahlbetonbalken mit zweiachsigen Querkraftbeanspruchungen*, Ruhr-Universität Bochum, Diss., 2009
- [Bolle 1999] BOLLE, G.: *Zur Bewertung des Belastungsgrades biegebeanspruchter Stahlbetonkonstruktionen anhand von Last-Verformungs-Informationen*, Bauhaus Universität Weimar, Diss., 1999
- [Bolle 2007] BOLLE, G.: *Untersuchungsbericht: Loading test on viaduc Heidijk over the A59 in the borough Vlijmen*. 2007. – unveröffentlicht
- [Bolle u. Schacht 2010] BOLLE, G. ; SCHACHT, G.: Belastungsversuche an bestehenden Bauwerken - Geschichtliche Entwicklung und derzeitige Praxis. In: *Historische Tragwerke in neuer Zeit. 29. Mitteldeutsches Bau-Reko-Kolloquium am 21. April 2010 in Lutherstadt Wittenberg*, Verlag der Bauhaus-Universität Weimar, 2010, S. 79–104
- [Bolle u. a. 2013] BOLLE, G. ; SCHACHT, G. ; BURKHARDT, R.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung an Spannbetonhohlplatten eines Parkdecks. In: *3. Kolloquium Erhaltung von Bauwerken, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern*, 2013

- [Bolle u. a. 2010a] BOLLE, G. ; SCHACHT, G. ; MARX, S.: Geschichtliche Entwicklung und aktuelle Praxis der Probelastung - Teil 1: Geschichtliche Entwicklung im 19. und Anfang des 20. Jahrhunderts. In: *Bautechnik* 87 (2010), S. 700–707
- [Bolle u. a. 2010b] BOLLE, G. ; SCHACHT, G. ; MARX, S.: Geschichtliche Entwicklung und aktuelle Praxis der Probelastung - Teil 2: Entwicklung von Normen und heutige Anwendung. In: *Bautechnik* 87 (2010), S. 784–789
- [Bolle u. a. 2014] BOLLE, G. ; SCHACHT, G. ; MARX, S.: Das ITB Spannverfahren - Anwendung und experimentelle Untersuchung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (2014)
- [Bolle u. Schwesinger 1995] BOLLE, G. ; SCHWESINGER, P.: Neigungsmessungen. In: *Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben EXTRA*. Eigenverlag Hochschule Bremen, 1995, S. 66–70
- [Bolle u. a. 1997] BOLLE, G. ; SCHWESINGER, P. ; STOCKMANN, A.: Begleitende Neigungsmessungen. In: *Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben EXTRA II*. Eigenverlag Hochschule Bremen, 1997
- [Brückner 2012] BRÜCKNER, A.: *Querkraftverstärkung von Bauteilen mit textildbewehrtem Beton*, Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau, Diss., 2012
- [Bresler u. Scordelis 1963] BRESLER, B. ; SCORDELIS, A. C.: Shear strength of reinforced concrete beams. In: *ACI Journal* 60 (1963), S. 51–73
- [v. Bresztovszky 1895] BRESZTOVSZKY v.: Antwort zu Probelastung von Decken und Gewölben. In: *Centralblatt der Bauverwaltung* (1895), S. 433–434
- [Bretschneider u. a. 2012] BRETSCHEIDER, N. ; FIEDLER, L. ; KAPPAHN, G. ; SLOWIK, V.: Technische Möglichkeiten der Probelastung von Massivbrücken. In: *Bautechnik* 89 (2012), S. 102–110
- [Brown u. a. 2006] BROWN, M. D. ; BAYRAK, O. ; JIRSA, J. O.: Design for shear based on loading conditions. In: *ACI Structural Journal* 103 (2006)
- [BS 8110 1989] BS 8110: *British Standard - Structural Use of Concrete, Part 2 - Code of Practice for special circumstances*. British Standard Institution, 1989
- [Bungey u. Millard 1996] BUNGEY, J.H. ; MILLARD, S.G.: *Testing of Concrete in Structures*. 3. Edition. Blackie Academic and Professional, 1996
- [Bungey u. Millard 2006] BUNGEY, J.H. ; MILLARD, S.G.: *Testing of Concrete in Structures*. Bd. 4. Edition. 3. Blackie Academic and Professional, 2006
- [Burchartz u. a. 1931] BURCHARTZ, H. ; GEHLER, W. ; KRÜGER, L. ; AMOS, H.: Versuche mit stahlbewehrten Balken. In: *Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 66*, 1931
- [Burdet 1993] BURDET, O.: Load Testing and Monitoring of Swiss Bridges. In: *CEB Bulletin d'Information* 219, *Safety and Performance Concepts*. 1993
- [CAN/CSA A23.3 2004] CAN/CSA A23.3: *CAN/CSA A23.3 - Design of Concrete Structures*. Canadian Standard, 2004
- [CAN/CSA-S6 2000] CAN/CSA-S6: *CAN/CSA-S6-00, Canadian Highway Bridge Design Code, Section 14, Evaluation*. Canadian Standards, 2000
- [Carpinteri u. a. 2008] CARPINTERI, A. ; LACIDOGNA, G. ; PUZZI, S.: Prediction of cracking evolution in full scale structures by the b-value analysis and Yule statistics. In: *Physical Mesomechanics* 11 (2008), Nr. 5-6, S. 260–271
- [Casadei u. a. 2005] CASADEI, P. ; PARRETTI, R. ; NANNI, A. ; HEINZE, T.: In Situ Load Testing of Parking Garage Reinforced Concrete Slabs: Comparison between 24 h and Cyclic Load Testing. In: *Practice Periodical on Structural Design and Construction* 20 (2005), S. 40–48

- [CEB-FIP 1991] CEB-FIP: Model Code 90 - Final Draft. In: *Comitee Euro-International du Beton, Bulletin 204*, 1991
- [Chotickai 2001] CHOTICKAI, P.: *Acoustic Emission Monitoring of Prestressed Bridge Girders with Premature Concrete Deterioration*, The University of Texas at Austin, Diplomarbeit, 2001
- [Christophe 1899] CHRISTOPHE, Paul: *Le béton armé et ses applications*. Annales des Travaux publics de Belgique, 1899
- [Colombo u. a. 2005] COLOMBO, S. ; FORDE, M. C. ; MAIN, I. G. ; HALLIDAY, J. ; SHIGEISHI, M.: AE energy analysis on concrete bridge beams. In: *Materials and Structures* 38 (2005), S. 851–856
- [Colombo u. a. 2003] COLOMBO, S. ; MAIN, I. G. ; FORDE, M. C.: Assessing Damage of Reinforced Concrete Beam Using 'b-value' Analysis of Acoustic Emission Signals. In: *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering* 15 (2003), S. 280–286
- [COST 2004] COST: *NDT Assessment and New Systems in Prestressed Concrete Structures*. ETH Zürich, Proceedings of the first workshop of COST 534, 2004
- [Cox u. Meredith 1993] COX, S. J. D. ; MEREDITH, P. G.: Microcrack Formation and Material Softening in Rock Measured by Monitoring Acoustic Emissions. In: *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 30 (1993), S. 11–24
- [Curbach 1987] CURBACH, M.: *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten*, Universität Karlsruhe, Diss., 1987
- [DAfEB 1916] DAFEB: *Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton*. Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, 1916
- [DAfEB 1925] DAFEB: *Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton*. 1925
- [DAfEB 1932] DAFEB: *Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton*. 1932
- [DAfStb 1997] DAFSTB: *Richtlinie für Belastungsversuche an Massivbauwerken, Teil 1: Hochbau (AA „Prüfverfahren“, UA „Betonkonstruktionen“)*. Beuth Verlag, März 1997
- [DAfStb 2000] DAFSTB: *Richtlinie Belastungsversuche an Betonbauwerken*. Beuth Verlag, September 2000
- [DBV 1904] DBV: *Vorläufige Leitsätze zur Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten*. Verbands Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine and Deutscher Betonverein, 1904
- [DBV 1907] DBV: *Bestimmungen des Kgl. Preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten*. 1907
- [DBV 2013] DBV: *DBV-Merkblatt - Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile*. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e. V., 2013
- [DGZfP-Fachausschuss 2008] DGZFP-FACHAUSSCHUSS: *Kompendium Schallemissionsprüfung Acoustic Emission Testing (AT) Grundlagen, Verfahren und praktische Anwendungen*. DGZfP, 2008
- [DIN 1045 1943] DIN 1045: *Teil A: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton*. 1943
- [DIN 1045 1952] DIN 1045: *Teil A: Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton*. 1952
- [DIN 1045 1959] DIN 1045: *Bauwerke aus Stahlbeton*. 1959

- [DIN 1045 1972] DIN 1045: *Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung*. 1972
- [DIN 1045 1978] DIN 1045: *Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung*. 1978
- [DIN 1045 1988] DIN 1045: *Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung*. 1988
- [DIN 1045-1 2001] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Beuth Verlag, 2001
- [DIN 1045-1 2008] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Beuth Verlag, 2008
- [DIN EN 1168 2009] DIN EN 1168: *Betonfertigteile - Hohlplatten, Ausgabe Juli 2009*, Beuth Verlag GmbH, Berlin und Köln. Deutsches Institut für Normung, 2009
- [DIN EN 1990 2010] DIN EN 1990: *Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung*. EUROPEAN STANDARD, European Committee for Standardization, 2010
- [DIN EN 1990 2012] DIN EN 1990: *Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung*. EUROPEAN STANDARD, European Committee for Standardization, 2012
- [DIN EN 1991-1-1 2010] DIN EN 1991-1-1: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke*. EUROPEAN STANDARD, European Committee for Standardization, 2010
- [DIN EN 1992-1-1 2011] DIN EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. EUROPEAN STANDARD, European Committee for Standardization, 2011
- [DIN EN 1992-1-1/NA 2011] DIN EN 1992-1-1/NA: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, inkl. Nationaler Anhang*. EUROPEAN STANDARD, European Committee for Standardization, 2011
- [DIN-Fb 102 2003] DIN-FB 102: *DIN-Fachbericht 102. Betonbrücken*. 2003
- [Drouillard 1994] DROUILLARD, T. F.: *Acoustic Emission - The first half Century*, 1994
- [Duda 1991] DUDA, H.: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 419*. Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1991
- [Eckfeldt 2003] ECKFELDT, L.: Der Fraktilwert von Rißbreitenberechnungsmodellen (und andere Mysterien). In: PROSKE, D. (Hrsg.): *1. Dresdner Probabilistik-Symposium: Sicherheit und Risiko im Bauwesen*, 2003, 139–186
- [Eckfeldt 2005] ECKFELDT, L.: *Möglichkeiten und Grenzen der Berechnung von Rissbreiten in veränderlichen Verbundsituationen*, TU Dresden, Diss., 2005
- [Ellingwood 1996] ELLINGWOOD, B. R.: Reliability-based condition assessment and LRFD for existing structures. In: *Structural Safety* 18 (1996), S. 67–80
- [von Emperger 1908] EMPERGER, Fritz von: *Handbuch für Eisenbetonbau - Erster Band: Entwicklungsgeschichte und Theorie des Eisenbetons*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1908
- [von Emperger 1921] EMPERGER, Fritz von: *Handbuch für Eisenbetonbau - Achter Band: Feuer-sicherheit, Bauunfälle*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1921

- [Faber u. a. 2000] FABER, M. H. ; VAL, D. V. ; STEWART, M. G.: Proof load testing for bridge assessment and upgrading. In: *Engineering Structures* 22 (2000), S. 1677–1689
- [Fenwick u. Paulay 1968] FENWICK, R.C. ; PAULAY, T.: Mechanisms of shear resistance of concrete beams. In: *Structural Division* (1968)
- [Ferguson u. Matloob 1959] FERGUSON, P. M. ; MATLOOB, F. N.: Effect of bar cutoff on bond and shear strength of reinforced concrete beams. In: *Journal of the American Concrete Institute* 54 (1959), S. 5–23
- [fib 2008] ; FIB (Hrsg.): *Concrete Structures management: Guide to ownership and good practise*. 2008 (federation internationale du béton, bulletin 44)
- [Finck 2005] FINCK, F: *Untersuchung von Bruchprozessen mit Hilfe der Schallemissionsanalyse*, Universität Stuttgart, Diss., 2005
- [Findeis 1982] FINDEIS, N.: *Anwendung der Schallemissionsanalyse (SEA) als zerstörungsfreies Prüfverfahren für Beton*, TU Darmstadt, Diss., 1982
- [Fingerloos u. Grünberg 2008] FINGERLOOS, F. ; GRÜNBERG, J.: Die Parkhauslasten in DIN 1055-3. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), S. 154–163
- [Fingerloos 2008] FINGERLOOS, Frank: Bauen im Bestand - Zuordnung historischer Betonfestigkeiten. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), S. 214–220
- [Fischer 2010] FISCHER, A.: *Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte zur semiprobabilistischen Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen im Bestand*, Technischen Universität Kaiserslautern, Diss., 2010
- [Fischer 1997] FISCHER, J.: Versagensmodell für schubslanke Balken. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 480*. Beuth Verlag, 1997
- [Fling u. a. 1996] FLING, R. S. ; MCCRATE, T. E. ; DONCASTER, C. W.: Load Test Compared to Earlier Structure Failure. In: *Concrete International* 18 (1996), S. 22–27
- [Foerster u. a. 1921] FOERSTER, M. ; GRAF, O. ; THULLIE, M. ; KLEINLOGEL, A. ; RICHTER, E. ; BERRER, A. ; MELAN, J. ; EMPERGER, Fritz von (Hrsg.): *Handbuch für Eisenbetonbau - Erster Band: Entwicklungsgeschichte und Theorie des Eisenbetons*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 3. Auflage, 1921
- [Fujino u. Lind 1977] FUJINO, Y. ; LIND, N. C.: Proof-Load Factors and Reliability. In: *Journal of the Structural Division, Proceeding of the ASCE* 103 (1977), S. 853–870
- [G. 1895] G.: Probelastung von Decken und Gewölben. In: *Centralblatt der Bauverwaltung* (1895), S. 339
- [Gaede 1966] GAEDE, K.: Zur Frage des Einflusses der Ausbildung der Auflager auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 187*. Beuth Verlag, 1966
- [Galati u. a. 2008] GALATI, N. ; NANNI, A. ; TUMIALAN, J. G. ; ZIEHL, P. H.: In-Situ Evaluation of Two Concrete Slab Systems. I: Load Determination and Loading Procedure. In: *Journal of Performance of Constructed Facilities* 22 (2008), S. 207–217
- [Golaski 2004] GOLASKI, L.: Acoustic emission monitoring of reinforced concrete elements - an overview. In: *Proceedings of the first workshop of COST 534 on NDT Assessment and New Systems in Prestressed Concrete Structures*, 2004

- [Golaski u. a. 2002] GOLASKI, L. ; GEBSKI, P. ; ONO, K.: Diagnostics of reinforced concrete bridge by acoustic emission. In: *J. Acoustic Emission* 20 (2002), S. 83–98
- [Gopalaratnam u. Shah 1985] GOPALARATNAM, V. S. ; SHAH, S. P.: Softening Response of Plain Concrete in Tension. In: *ACI Journal* (1985), S. 310–323
- [Graf 1926] GRAF, O.: Versuche mit allseitig aufliegenden, rechteckigen Eisenbetonplatten unter gleichmäßig verteilter Belastung. In: *Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 56*, 1926
- [Graf 1931] GRAF, O.: Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte, 6. Teil. In: *Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 67*, 1931
- [Graf 1933] GRAF, O.: Versuche über die Widerstandsfähigkeit des Betons an den Abbiegestellen der schief abgebogenen Eisen in Eisenbetonbalken. In: *Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 73*, 1933
- [Graf 1938] GRAF, O.: Versuche über die Widerstandsfähigkeit von allseitig aufliegenden dicken Eisenbetonplatten unter Einzellasten. In: *Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 88*, 1938
- [Graf u. Mörsch 1928] GRAF, O. ; MÖRSCH, E.: Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte. In: *Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 58*, 1928
- [Grasser u. Thielen 1991] GRASSER, E. ; THIELEN, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 240*. 1991
- [Green 1970] GREEN, A. T.: Stress wave emission and fracture of prestressed concrete reactor vessel materials. In: *Proceedings of the 2nd Interamerican Conference on Materials Technology, American Society of Mechanical Engineers, Vol. I*, 1970
- [Grimm 1997] GRIMM, R.: Einfluss bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 477*. Ernst & Sohn, 1997
- [Grosse u. Ohtsu 2008] GROSSE, C. U. (Hrsg.) ; OHTSU, M. (Hrsg.): *Acoustic Emission Testing*. 2008
- [Görtz 2004] GÖRTZ, S.: *Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normalbeton und Hochleistungsbeton*, RWTH Aachen, Diss., 2004
- [GruSiBau 1981] GRUSIBAU: *Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen*. Deutsches Institut für Normung e.V., 1981
- [Gutermann 2002] GUTERMANN, M.: *Ein Beitrag zur experimentell gestützten Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken*, Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, Diss., 2002
- [Hampel u. a. 2010] HAMPEL, T. ; BÖSCHE, T. ; ANKER, S. ; SCHEERER, S. ; CURBACH, M.: Gefahr Spannungsrissskorrosion - Systematische Untersuchung des Brückenbestands in Mecklenburg-Vorpommern. In: *Bautechnik* 87 (2010), S. 12–18
- [Hampel 2008] HAMPEL, U.: *Photogrammetrische Erfassung der Verformungs- und Rissentwicklung bei baumechanischen Untersuchungen*, Technische Universität Dresden, Diss., 2008
- [Hariri 2000] HARIRI, K.: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons. Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rißprozeßzone. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 509*. Beuth Verlag Berlin, 2000

- [Hassan u. a. 1991] HASSAN, H. M. ; FARGHALY, S. A. ; UEDA, T.: Displacements at shear crack in beams with shear reinforcement under static and fatigue loadings. In: *Proceedings of the JSCE* 15 (1991), S. 215–222
- [Hassanzadeh 1992] HASSANZADEH, M.: *Behaviour of fracture process zones in concrete influenced by simultaneously applied normal and shear displacements*, Lund Institute of Technology, Diss., 1992
- [Haupt u. Kothe 1978] HAUPT, W. ; KOTHE, E.: Festlegung des Materialfaktors für Betonstahl St A-III bei der Berechnungsmethode nach Grenzzuständen. In: *Baustoffindustrie - Teil B* 21 (1978), Nr. 5
- [Haupt u. Stärker 1979] HAUPT, W. ; STÄRKER, K.: Festlegung des Materialfaktors für thermisch verfestigte Betonstähle St T-III und St T-IV. In: *Baustoffindustrie - Teil B* 22 (1979), Nr. 4
- [Hawkins u. Kuchma 2006] HAWKINS, Neil M. ; KUCHMA, Daniel A.: *Application of the LRFD Bridge Design Specifications to High-Strength Structural Concrete: Shear Provisions*. National Cooperative Highway Research Program Transportation Research Board National Research Council, University of Illinois, 2006
- [Hübner 1914] HÜBNER, F.: Beitrag zur Vornahme von Probelastungen im Eisenbetonbau. In: *Schweizerische Bauzeitung* 63-64 (1914), S. 133–135
- [Hearn u. Shield 1997] HEARN, S. W. ; SHIELD, C. K.: Acoustic Emission Monitoring as a Nondestructive Testing Technique in Reinforced Concrete. In: *ACI Materials Journal* 94 (1997), Nr. 4, S. 510–519
- [Hegger u. Görtz 2007] HEGGER, J. ; GÖRTZ, S.: Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 557*. Beuth Verlag, 2007
- [Hegger u. a. 2002] HEGGER, J. ; GÖRTZ, S. ; SCHWERMANN, R.: Analyse des Schubrissverhaltens unter Einsatz der Photogrammetrie. In: *Bautechnik* 79 (2002), S. 135–143
- [Hegger u. a. 1999] HEGGER, J. ; KÖNIG, G. ; ZILCH, K. ; REINECK, K.-H. ; GÖRTZ, S. ; BEUTEL, R. ; SCHENCK, G. ; KLIVER, J. ; DEHN, F. ; STALLER, M.: *Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1. Abschlussbericht für das DIBt-Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98*. 1999
- [Hegger u. Reißen 2012] HEGGER, J. ; REISSEN, K.: Entwurf Schlussbericht Stand 07.03.2012: Anpassung des DIN-Fachberichtes 'Betonbrücken' an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen - speziell: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten / RWTH Aachen. 2012. – Forschungsbericht
- [Heilmann u. a. 1969] HEILMANN, H. G. ; HILSDORF, H. ; FINSTERWALDER, K.: Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugspannungen. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 203*. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1969
- [Hellebois 2013] HELLEBOIS, A.: *Theoretical and Experimental Studies on early Reinforced Concrete Structures*, Université libre de Bruxelles, Diss., 2013
- [Hillerborg 1992] HILLERBORG, A.: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. In: CARPINTERI, A. (Hrsg.): *Applications of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete*. Elsevier Science Publishers, 1992

- [Hillerborg u. a. 1976] HILLERBORG, A. ; MODEER, M. ; PETERSSON, P.-E.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. In: *Cement and Concrete Research* 6 (1976), S. 773–782
- [Holz 2014] HOLZ, K.: *Untersuchung der schrägen Rissentwicklung im Stahlbeton*, Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau, Projektarbeit, 2014. – unveröffentlicht
- [Hordijk u. a. 1989] HORDIJK, D. A. ; MIER, J. G. M. ; REINHARDT, H. W.: Material properties. In: *Fracture Mechanics of Concrete Structures, RILEM Report, S. 67-121*. L. Elfgren, 1989
- [Hsu u. a. 1963] HSU, T. T. C. ; SLATE, F. O. ; STURMAN, G. M. ; WINTER, G.: Microcracking of Plain Concrete and the shape of the Stress-Strain Curve. In: *Journal of the American Concrete Institute* 60, 2 (1963), S. 209–224
- [Jüppner 1995] JÜPPNER, K.: Zwischenergebnis der Laboruntersuchungen zur Möglichkeit der meßtechnischen Früherkennung eines Schub- oder Verankerungsbruches. In: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung, Abschlussbericht*. Steffens, K. (Hrsg.), 1995
- [Kani 1958] KANI, G.: Über das Wesen der sogenannten Schubsicherung. In: *Der Bauingenieur* 33 (1958)
- [Kani 1966] KANI, G.: Basic facts concerning shear failure. In: *ACI Journal* (1966), S. 675–692
- [Kani 1967] KANI, G.: How safe are our large reinforced concrete beams? In: *ACI Journal* 64 (1967), S. 128–141
- [Kani 1968] KANI, G.: Was wissen wir heute über Schubbruchsicherheit. In: *Der Bauingenieur* 43 (1968), S. 167–174
- [Kani 1964] KANI, G. N. J.: The riddle of shear failure and its solution. In: *ACI Structural Journal* (1964), S. 1587–1636
- [Kani u. a. 1979] KANI, M. W. (Hrsg.) ; HUGGINS, M. W. (Hrsg.) ; WITTKOPP, R. R. (Hrsg.): *Kani on shear in reinforced concrete*. Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1979
- [Kapphahn 1990] KAPPAHN, G.: *Meßtechnische Grundlagen der Schallemissionsanalyse als Prüfverfahren an nichtmetallischen Baustoffen*, Technische Hochschule Leipzig, Diss., 1990
- [Kapphahn 1995] KAPPAHN, G.: Schallemissionsanalyse (SEA). In: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung, Abschlussbericht*, 1995, S. 86–92
- [Kapphahn 2007] KAPPAHN, G.: *Untersuchungsbericht: Schallemissionsprüfung bei Belastungsversuchen an einer Fußgängerbrücke in Vlijmen (NL)*. Ingenieurgesellschaft für Experimentelle Mechanik mbH, 2007. – unveröffentlicht
- [Kapphahn u. Leister 2001] KAPPAHN, G. ; LEISTER, N.: Schallemissionsuntersuchungen zum Tragverhalten schlanker Stahlbetonbalken. In: *Fachtagung Bauwerksdiagnose, DGZfP Berichtsband 76-CD*, 2001
- [Kapphahn u. a. 1989] KAPPAHN, G. ; SLOWIK, V. ; BAUMBACH, H.: *Zur Anwendung der Schallemissionsanalyse bei experimentellen Untersuchungen an Beton- und Stahlbetonprobekörpern*. Technische Hochschule Leipzig, Sektion Naturwissenschaften, 1989
- [Katsaga u. a. 2007] KATSAGA, T. ; SHERWOOD, E. G. ; COLLINS, M. P. ; YOUNG, R. P.: Acoustic emission imaging of shear failure in large reinforced concrete structures. In: *International Journal of Fracture* 148 (2007), S. 29–45

- [Kim u. White 1999] KIM, W. ; WHITE, R. N.: Hypothesis for localized horizontal shearing failure mechanism of slender RC beams. In: *Journal of structural engineering* (1999), S. 1126–1135
- [König u. a. 2004] KÖNIG, G. ; MAURER, R. ; TUE, N. ; KLIVER, J. ; BORNMAN, M.: *Leitfaden zum DIN-Fachbericht 102 Betonbrücken*. 2004
- [König u. a. 1996] KÖNIG, G. ; VIET TUE, Nguyen ; BAUER, T. ; POMMERENING, D.: Schadensablauf bei Korrosion der Spannbewehrung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 469*. Beuth Verlag, Berlin, 1996
- [Kobayashi u. a. 1980] KOBAYASHI, A.S. ; HAWKINS, N.M. ; CHAN, Y-L A. ; LIN, I-J: A Feasibility Study of Detecting Reinforcing-bar debonding by Acoustic-emission Technique. In: *Experimental Mechanics* (1980), S. 301–308
- [Koenen 1886] KOENEN, M.: Für die Berechnung der Stärke der Monierschen Cementplatten. In: *Centralblatt der Bauverwaltung* 6 (1886), S. 462
- [Kordina u. Blume 1985] KORDINA, K. ; BLUME, F.: Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 364*. Beuth Verlag, 1985
- [Kordina u. Hegger 1987] KORDINA, K. ; HEGGER, J.: Systematische Auswertung von Schubversuchen an Spannbetonbalken. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 381*. Beuth Verlag, 1987 (364)
- [Koschitzki u. Maas 2012] KOSCHITZKI, R. ; MAAS, H.-G.: Vergleich photogrammetrischer und akustischer Messverfahren zur Rissdetektion bei Belastungsversuchen im Stahlbetonbau. In: *AVN Allgemeine Vermessungsnachrichten* 119 (2012), Nr. 1, S. 3–10
- [Köppel 2002] KÖPPEL: *Schallemissionsanalyse zur Untersuchung von Stahlbetontragwerken*, ETH Zürich, Diss., 2002
- [Krefeld u. Thurston 1966] KREFELD, W. J. ; THURSTON, C. W.: Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams. In: *ACI Journal* 63 (1966)
- [Kuhn u. Schwesinger 1999] KUHN, S. ; SCHWESINGER, P.: Anwendungsverfahren mit der Neigungsmeßtechnik. In: *Abschlussbericht EXTRA II*, Eigenverlag Hochschule Bremen, 1999, S. 30–35
- [Kupfer 1973] KUPFER, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 229*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1973
- [Kurz 2006] KURZ, J. H.: *Verifikation von Bruchprozessen bei gleichzeitiger Automatisierung der Schallemissionsanalyse an Stahl- und Stahlfaserbeton*, Universität Stuttgart, Diss., 2006
- [Labuz u. a. 2001] LABUZ, J. F. ; CATTANEO, S. ; CHEN, L.-H.: Acoustic emission at failure in quasi-brittle materials. In: *Construction and Building Materials* 15 (2001), S. 225–233
- [Landis u. Shah 1993] LANDIS, E. N. ; SHAH, S. P.: Recovery of Microcrack Parameters in Mortar Using Quantitative Acoustic Emission. In: *Journal of Nondestructive Evaluation* 12 (1993), S. 219–232
- [Lange 2009] LANGE, J.: *Mess- und Auswertungstechnik zur Riss- und Faserdetektion bei Betonbauteilen*, RTWH Aachen, Diss., 2009
- [Lantsoght u. a. 2011] LANTSOUGHT, E. ; VEEN, C. van d. ; WALRAVEN, J.: Experimental study of shear in reinforced concrete one-way slabs subjected to concentrated loads. In: *Proceedings fib Symposium PRAGUE*, 2011

- [Latte 2011] LATTE, S.: *Zur Tragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung*, Technische Universität Hamburg, Diss., 2011
- [Lenkenhoff 1997] LENKENHOFF, R.: Rißkonfigurationsnachweis in spröden Mehrkomponentenbaustoffen. In: *46. Forschungskolloquium DAfStb*, 1997, S. 197–204
- [Leonhardt 1964] LEONHARDT, F.: On the reduction of shear-reinforcement as derived from the Stuttgart shear test 1961-1963. In: *IABSE congress reports Vol. 7*, 1964
- [Leonhardt 1965] LEONHARDT, F.: Die verminderte Schubdeckung bei Stahlbeton-Tragwerken. In: *Der Bauingenieur* 40 (1965), S. 1–15
- [Leonhardt 1977] LEONHARDT, F.: Schub bei Stahlbeton und Spannbeton – Grundlagen der neueren Schubbemessung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 72 (1977), S. 270–277, 295–302
- [Leonhardt u. a. 1973] LEONHARDT, F. ; KOCH ; ROSTÁSY: Schubversuche an Spannbetonträgern. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 227*. Ernst & Sohn, 1973
- [Leonhardt u. Mönnig 1984] LEONHARDT, F. ; MÖNNIG, E.: *Vorlesungen über Massivbau, 1. Teil, 3. Auflage*. Springer Verlag, 1984
- [Leonhardt u. Walther 1962] LEONHARDT, F. ; WALTHER, R.: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 151*. Ernst & Sohn, 1962
- [Leonhardt u. Walther 1963] LEONHARDT, F. ; WALTHER, R.: Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher Schubbewehrung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 156*. Ernst & Sohn, 1963
- [Leonhardt u. a. 1964] LEONHARDT, F. ; WALTHER, R. ; DILGER, W.: Schubversuche an Durchlaufträgern. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 163*. Ernst & Sohn, 1964
- [Leonhardt u. a. 1968] LEONHARDT, F. ; WALTHER, R. ; DILGER, W.: Schubversuche an indirekt gelagerten, einfeldrigen und durchlaufenden Stahlbetonbalken. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 201*. Ernst & Sohn, 1968
- [Lierse 1980] LIERSE, J.: *Dehnungs- und Durchbiegungsmessungen an Massivbauwerken*. Werner-Verlag, 1980
- [Lorentsen 1965] LORENTSEN, M.: Theory for the Combined Action of Bending Moment and Shear in Reinforced and Prestressed Concrete Beams. In: *ACI Journal* 62 (1965), S. 403–420
- [Lovejoy 2008a] LOVEJOY, S. C.: Acoustic Emission Testing of Beams to Simulate SHM of Vintage Reinforced Concrete Deck Girder Highway Bridges. In: *Structural Health Monitoring* 7 (2008), Nr. 4, S. 329–346
- [Lovejoy 2008b] LOVEJOY, S. C.: Acoustic Emission Testing of In-Service Conventionally Reinforced Concrete Deck Girder Superstructures on Highway Bridges / Oregon Department of Transportation. 2008. – Forschungsbericht
- [Luhmann 2003] LUHMANN, T.: *Nahbereichsphotogrammetrie*. Heidelberg : Herbert Wichmann Verlag, 2003
- [Luo u. a. 2004] LUO, X. ; HAYA, H. ; INABA, T. ; SHIOTANI, T. ; NAKANISHI, Y.: Study on Secondary AE Technique for Seismic Diagnosis of Railway Substructures / 13th World Conference on Earthquake Engineering. 2004. – Forschungsbericht
- [Maas 2012] MAAS, H.-G.: Digitale Nahbereichsphotogrammetrie im bautechnischen Versuchswesen. In: *Bautechnik* 89 (2012), S. 11

- [MacGregor u. Waiters 1967] MACGREGOR, J. G. ; WAITERS, J. R. V.: Analysis of Inclined Cracking Shear in Slender Reinforced Concrete Beams. In: *ACI Journal* 64-55 (1967), S. 644–653
- [Mander 1998] MANDER, J. B.: Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete. In: *ASCE Journal of structural engineering* (1998), S. 1374–1417
- [Manleitner u. a. 2001] MANLEITNER, S. ; OPITZ, H. ; STEFFENS, K.: Belastungsversuche an Betonbauwerken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 96 (2001), S. 488–494
- [Marti u. a. 1999] MARTI, P. ; ALVAREZ, M. ; KAUFMANN, W. ; SIGRIST, V.: *Tragverhalten von Stahlbeton*. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1999
- [Marx u. a. 2011] MARX, S. ; SCHACHT, G. ; MAAS, H.-G. ; KOSCHITZKI, R. ; BOLLE, G.: *Versuchsgrenzlasterkennzeichen bei Belastungsversuchen, Abschlussbericht Forschungsinitiative ZukunftBau*. Eigenverlag Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, 2011. – 176 S.
- [Marx u. a. 2013] MARX, S. ; SCHACHT, G. ; MAAS, H.-G. ; LIEBOLD, F. ; BOLLE, G.: *Versuchsgrenzlasterkennzeichen bei Belastungsversuchen 2, Abschlussbericht Forschungsinitiative ZukunftBau*. Eigenverlag Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, 2013. – 80 S.
- [Mathey u. Watstein 1963] MATHEY, R. C. ; WATSTEIN, D.: Shear Strength of Beams Without Web Reinforcement Containing Deformed Bars of Different Yield Strengths. In: *ACI Journal* 60 (1963), S. 183–205
- [Mechtcherine 2000] MECHTCHERINE, V.: *Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton*, Universität Karlsruhe, Diss., 2000
- [Mehmel u. Kern 1962] MEHMEL, A. ; KERN, E.: Elastische und plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 153*. Ernst & Sohn, 1962
- [Mettemeyer u. a. 1999] METTEMEYER, M. ; SERRA, P. ; WUERTHELE, M. ; SCHUSTER, G. ; NANNI, A.: Shear Load Testing of CFRP Strengthened Double-Tee Beams in Precast Parking Garage. In: *SP-188, American Concrete Institute, 4th International Symposium on FRP for Reinforcement of Concrete Structures (FRPRCS4), Baltimore, MD, 1063-1072*, 1999
- [Mihashi u. a. 1991] MIHASHI, H. ; NOMURA, N. ; NIISEKI, S.: Influence of Aggregate Size on Fracture Process Zone of Concrete detected with three dimensional Acoustic Emission Technique. In: *Cement and Concrete Research* 27 (1991), S. 737–744
- [Mindess 1991] MINDESS, S.: Acoustic Emission Methods. In: *CRC Handbook on Nondestructive Testing of Concrete*, 1991
- [Müller 2012a] MÜLLER, L.: *Schubtragverhalten von Stahlbetonplatten*, Diplomarbeit, Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, Diplomarbeit, 2012. – unveröffentlicht
- [Müller 2012b] MÜLLER, L.: *Zur Auswertung und Visualisierung des Beanspruchungszustandes in Stahlbetonbauteilen mithilfe von Hauptspannungstrajektorien*, Projektarbeit, Institut für Massivbau und Institut für Mechanik und Flächentragwerke, Technische Universität Dresden, Diplomarbeit, 2012. – unveröffentlicht
- [Moody u. a. 1955] MOODY, K. G. ; VIEST, M. ; ELSTNER, R. C. ; HOGNESTAD, E.: Shear strength of reinforced concrete beams – Part 3 Tests of restrained beams with web reinforcement. In: *Journal of the ACI* (1955), S. 525–539
- [Mörsch 1908] MÖRSCH, E.: *Der Eisenbetonbau*. Dritte Auflage. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1908

- [Mörsch 1926] MÖRSCH, E.: *Der Eisenbetonbau seine Theorie und Anwendung, 1. Hälfte, II. Band.* Fünfte, vollständig neu bearbeitete und vermehrte Auflage. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1926
- [Mörsch 1929] MÖRSCH, E.: *Der Eisenbetonbau seine Theorie und Anwendung, I. Band, 2. Hälfte.* Sechste, vollständig neu bearbeitete und vermehrte Auflage. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1929
- [Muralidhara u. a. 2010] MURALIDHARA, S. ; PRASAD, B.K. R. ; ESKANDARI, Hamid ; KARIHALOO, B.L.: Fracture process zone size and true fracture energy of concrete using acoustic emission. In: *Construction and Building Materials* 24 (2010), S. 479–486
- [Muttoni 2003] MUTTONI, A.: Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 98 (2003), S. 74–84
- [Muttoni u. Ruiz 2008] MUTTONI, A. ; RUIZ, M. F.: Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width. In: *ACI Structural Journal* 105 (2008), S. 163–172
- [Nadeau u. Bennett 1981] NADEAU, J. S. ; BENNETT, R.: Acoustic Emission in the Drying of Hardened Cement Paste and Mortar. In: *Journal of the American Ceramic Society* 64 (1981), Nr. 7, S. 410–415
- [Nanni u. a. 2003] NANNI U. A.: *Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings, ACI 437R-03.* ACI Committee 437, 2003
- [Nanni u. a. 2007] NANNI U. A.: *Load Tests of Concrete Structures: Methods, Magnitude, Protocols, and Acceptance Criteria.* ACI Committee 437, 2007
- [Naumann 1994] NAUMANN, T.: Experimentelle Ermittlung der Eigenlastdehnung. In: *In: Steffens, K. (Hrsg.): Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung. Hochschule Bremen, Abschlussbericht, 1994*
- [Naus 1981] NAUS, D. J.: *Acoustic Emission Monitoring of Steel and Concrete Structural Elements with Particular Reference to primary Nuclear Containment Structures.* Oak Ridge National Laboratory, 1981
- [NDIS 2421 2000] NDIS 2421: *Recommended Practice for In-Situ Monitoring of Concrete Structures by AE, Japan Society for Nondestructive Inspection.* 2000
- [Nielsen u. Griffin 1977] NIELSEN, J. ; GRIFFIN, D.F.: Acoustic emission of plain concrete. In: *Journal of Testing and Evaluation* 5 (1977), S. 476–483
- [N.N. 1904] N.N.: Weitere Versuche mit Gitterträgern System Visintini. In: *Beton & Eisen* (1904), S. 42–44
- [Notter 1982] NOTTER, R.: *Schallemissionsanalyse für Beton im dehnungsgesteuerten Zugversuch,* Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Diss., 1982
- [Odenbreit u. a. 2009] ODENBREIT, C. ; HAHN, C. ; JASPART, J.-P.: Untersuchungen über das Trag- und Dehnungsverhalten des Betongurtes bei Verbundanschlüssen. In: *Stahlbau* 78 (2009), S. 35–41
- [Ohno u. Ohtsu 2010] OHNO, K. ; OHTSU, M.: Crack classification in concrete based on acoustic emission. In: *Construction and Building Materials* 24 (2010), S. 2339–2346
- [Ohno u. a. 2008] OHNO, K. ; SHINICHIRO, S. ; SAWADA, Y. ; OHTSU, M.: Mechanisms of Diagonal-Shear Failure in Reinforced Concrete Beams analyzed by AE-SiGMA. In: *Journal of Solid Mechanics and Materials Engineering* 2 (2008), Nr. 4, S. 462–472

- [Ohtsu 1996] OHTSU, M.: The history and development of acoustic emission in concrete engineering. In: *Magazine of Concrete Research* 48 (1996), Nr. 177, S. 321–330
- [Ohtsu u. a. 2002] OHTSU, M. ; UCHIDA, M. ; OKAMOTO, T. ; YUYAMA, S.: Damage Assessment of Reinforced Concrete Beams Qualified by Acoustic Emission. In: *ACI Structural Journal* 99 (2002), Nr. 4, S. 411–417
- [Ohtsu u. Watanabe 2001] OHTSU, M. ; WATANABE, H.: Quantitative damage estimation of concrete by acoustic emission. In: *Construction and Building Materials* 15 (2001), S. 217–224
- [Opitz 1992] OPITZ, H.: *Experimenteller Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit bestehender Bauwerke und Bauwerksteile aus Stahlbeton und Spannbeton*. Technische Universität Dresden, 1992. – Habilitation
- [Opitz 1995] OPITZ, H.: Theoretische Grundlagen der Experimentellen Tragsicherheitsbewertung. In: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung, Abschlussbericht*, 1995, S. 17–35
- [Opitz u. a. 2011] OPITZ, H. ; HAMPEL, T. ; MICHLER, H. ; POPP, T. ; SCHEERER, S.: Experimentelle Überprüfung der Tragsicherheit von Stahlbetonrippendecken. In: *Bautechnik* 87 (2011), S. 42–46
- [Otsuka u. Date 2000] OTSUKA, K. ; DATE, H.: Fracture process zone in concrete tension specimen. In: *Engineering Fracture Mechanics* 65 (2000), Nr. 2-3, S. 111–131
- [Park u. a. 2006] PARK, S. ; AHMAD, S. ; YUN, C.-B. ; ROH, Y.: Multiple Crack Detection of Concrete Structures Using Impedance-based Structural Health Monitoring Techniques. In: *Experimental mechanics* 46 (2006), S. 609–618
- [Pollock u. Smith 1972] POLLOCK, A. A. ; SMITH, B.: Stress-wave-emission monitoring of a military bridge. In: *Non-Destructive Testing* (1972), S. 348–354
- [Proverbio 2011] PROVERBIO, E.: Evaluation of deterioration in reinforced concrete structures by AE technique. In: *Materials and Corrosion* 62 (2011), Nr. 2, S. 161–169
- [Rackwitz 2006] RACKWITZ, R.: *Zuverlässigkeit und Lasten im konstruktiven Ingenieurbau*. Technische Universität München, 2006
- [Rackwitz u. a. 1996] RACKWITZ, R. ; BACHMANN, H. ; SCHUELLER, G. I. ; MEHLHORN, G. (Hrsg.): *Der Ingenieurbau - Tragwerkszuverlässigkeit, Einwirkungen*. Ernst & Sohn, 1996
- [Rajagopalan u. Ferguson 1968] RAJAGOPALAN, K. S. ; FERGUSON, P. M.: Exploratory Shear Tests Emphasizing Percentage of Longitudinal Steel. In: *Journal of the American Concrete Institute* 63 (1968), S. 634–638
- [Rao u. Lakshmi 2005] RAO, M. ; LAKSHMI, K. P.: Analysis of b-value and improved b-value of acoustic emissions accompanying rock fracture. In: *Current Science* 89 (2005), Nr. 9, S. 1577–1582
- [Rücker u. a. 2007] RÜCKER, W. ; HILLE, F. ; ROHRMANN, R.: Guideline for the Assessment of Existing Structures, 2007 (Final Report)
- [Rehm u. a. 1978] REHM, G. ; ELIGEHAUSEN, R. ; MALLÉE, R.: Untersuchungen zur Frage der Schrägrissbreiten in Stahlbetonbauteilen. In: *Forschungsbericht 16/78*, 1978
- [Rehm u. a. 1983] REHM, G. ; ELIGEHAUSEN, R. ; MALLÉE, R.: Zur Frage der Beschränkung der Schrägrissbreiten in Stahlbetonbauteilen. In: *Betonwerk + Fertigteil-Technik* (1983), Nr. 6, S. 369–379
- [Reineck u. a. 2012] REINECK, H.-K. ; KUCHMA, D. ; FITIK, B.: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung von Konstruktionsbauteilen ohne und mit Bügel. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 597*. Beuth Verlag, 2012

- [Reineck 1990] REINECK, K.-H.: *Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauten*, Universität Stuttgart, Diss., 1990
- [Reineck 2007] REINECK, K.-H.: Überprüfung des Mindestwertes der Querkrafttragfähigkeit in EN 1992-1-1 - Projekt A3 / Universität Stuttgart. 2007. – Forschungsbericht
- [Reinhardt 1981] REINHARDT, H.-W.: Maßstabseinfluss bei Schubversuchen im Licht der Bruchmechanik. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 76 (1981), S. 19–28
- [Reinhardt u. a. 1986] REINHARDT, H. W. ; CORNELISSEN, H. A. W. ; HORDIJK, D. A.: Tensile Tests and Failure Analysis of Concrete. In: *ASCE Journal of Structural Engineering* 112 (1986), S. 2462–2477
- [Reissen u. Hegger 2013a] REISSEN, K. ; HEGGER, J.: Experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von auskragenden Fahrbahnplatten unter Radlasten. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013), Nr. 5, S. 315–324
- [Reissen u. Hegger 2013b] REISSEN, K. ; HEGGER, J.: Experimentelle Untersuchungen zur mitwirkenden Breite für Querkraft von einfeldrigen Fahrbahnplatten. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013), Nr. 2, S. 96–103
- [Rimmel 1992] REMMEL, G.: Influence of the Behaviour on the Shear Strength of Longitudinally Reinforced Concrete Members. In: BAZANT, Z. (Hrsg.): *Fracture Mechanics of Concrete Structures*. Taylor & Francis, 1992, S. 757–762
- [Reuter 2007] REUTER, M.: *Standortsicherheitsanalyse und Bemessung eines Straßentunnels in stark wechselnden Gebirgsverhältnissen*, Bauhaus-Universität Weimar, Diplomarbeit, 2007
- [Richart 1927] RICHART, F.: An investigation of web stresses in reinforced concrete beams. In: *University of Illinois Bulletin, No. 43*. Engineering Experiment Station, 1927
- [Richter 2012] RICHTER, M.: *Vorlesung zur Kontinuumsmechanik, Institut für Mechanik und Flächentragwerke, Technische Universität Dresden, WS 2012/13*. 2012
- [Rilem 1977] RILEM: *General report. Load tests of concrete structures*. 1977
- [Ritter u. Curbach 2013] RITTER, R. ; CURBACH, M.: Strain Measurement of Steel Fiber-Reinforced Concrete under Multiaxial Loads with Fiber Bragg Grating. In: *ACI Materials Journal* 110 (2013), Nr. 1, S. 57–66
- [Ritter 1892] RITTER, W.: Ueber den Werth der Belastungsproben eiserner Brücken. In: *Schweizerische Bauzeitung* 20 (1892), S. 14–17
- [Ritter 1899a] RITTER, W.: Die Bauweise Hennebique. In: *Schweizerische Bauzeitung* 33 (1899), S. 41–43
- [Ritter 1899b] RITTER, W.: Die Bauweise Hennebique. In: *Schweizerische Bauzeitung* 33 (1899), S. 49–52
- [Ritter 1899c] RITTER, W.: Die Bauweise Hennebique. In: *Schweizerische Bauzeitung* 33 (1899), S. 59–61
- [Robert u. Brachet-Rolland 1982] ROBERT, J. L. ; BRACHET-ROLLAND, M.: Survey of structures by using acoustic emission monitoring. In: *IABSE Symposium: Maintenance, Repair and Rehabilitation of Bridges*. Washington D.C., 1982, S. 33 S.
- [Robertson 1897] ROBERTSON: Die Nutzlosigkeit der Probelastungen eiserner Brücken. In: *Bulletin de la commission internationale du congrès des chemins de fer* (1897), S. 23

- [Rodrigues 2007] RODRIGUES, R.: *Shear strength of reinforced concrete bridge deck slabs*, EPFL Lausanne, Diss., 2007
- [Rombach u. Nghiep 2011] ROMBACH, G. ; NGHIEP, V.: Versuche zur Querkrafttragfähigkeit von gevouteten Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011), S. 11–20
- [Rose 2013] ROSE, J.: *Mindestschubbewehrung für Stahl- und Spannbetonbauteile*, Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau, Diplomarbeit, 2013
- [Rosenbusch 2003] ROSENBUSCH, J.: *Zur Querkrafttragfähigkeit von Balken aus stahlfaserverstärktem Stahlbeton*, TU Braunschweig, Diss., 2003
- [Rüsch 1959] RÜSCH, H.: Physikalische Fragen der Betonprüfung. In: *Zement-Kalk-Gips* 12, 1 (1959), S. 1–9
- [Rüsch 1960] RÜSCH, H.: Fahrbahnplatten von Straßenbrücken, 5. Auflage. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 106*. 1960
- [Rüsch 1964] RÜSCH, H.: Über eine Erweiterung der Mörschschen Fachwerkanalogie. In: *IABSE congress reports, Vol. 7*, 1964
- [Rüsch u. Mayer 1962] RÜSCH, H. ; MAYER, H.: Schubversuche an Stahlbeton-Rechteckbalken mit gleichmäßig verteilter Belastung und Stahlbetonbalken bei gleichzeitiger Einwirkung von Querkraft und Moment. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 145*. Ernst & Sohn, 1962
- [Rüsch u. Mayer 1967] RÜSCH, H. ; MAYER, U.: 5 Versuche zum Studium der Verformungen im Querkraftbereich eines Stahlbetonbalkens. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 195*. Ernst & Sohn, 1967
- [Runge 1983] RUNGE, T.: *Die Definition des Erschöpfungszustandes der Tragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonelementen in der experimentellen Erprobung*, Technische Universität Dresden, Diss., 1983
- [SAMOS 2005] SAMOS: *Samos AE System User's Manual*. Physical Acoustics Corporation, 2005
- [Schacht u. a. 2011] SCHACHT, G. ; BOLLE, G. ; MARX, S.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung. In: *Bautechnik* 88 (2011), Nr. 11, S. 757–764
- [Schacht u. a. 2013a] SCHACHT, G. ; BOLLE, G. ; MARX, S.: Messen bei Querkraftversuchen - Technische Entwicklung und heutige Möglichkeiten. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (2013), Nr. 12, S. 875–887
- [Schacht u. a. 2014] SCHACHT, G. ; BOLLE, G. ; MARX, S.: Belastungsversuche im internationalen Vergleich. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (2014). – in Vorbereitung
- [Schacht u. a. 2013b] SCHACHT, G. ; MÜLLER, L. ; CURBACH, M. ; MARX, S.: Schubbruchgefahr von hochbautypischen Stahlbetonplattentragwerken. In: *Beton- und Stahlbeton* 109 (2013), S. 592–602
- [Schechinger 2005] SCHECHINGER, Barbara: *Schallemissionsanalyse zur Überwachung der Schädigung von Stahlbeton*, ETH Zürich, Diss., 2005
- [Schäfer u. a. 1996] SCHÄFER U. A.: Verstärken von Betonbauteilen, Sachstandsbericht. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 467*. Beuth Verlag, Berlin, 1996
- [Schickert 1980] SCHICKERT, G.: Schwellenwerte beim Betondruckversuch. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 312*. Ernst & Sohn, 1980

- [Schießl u. Wölfel 1986] SCHIESSL, P. ; WÖLFEL, E.: Konstruktionsregeln zur Beschränkung der Rißbreite - Grundlage zur Neufassung DIN 1045, Abschnitt 17.6 (Entwurf 1985). In: *Beton- und Stahlbetonbau* 81 (1986), Nr. 1, S. 8–15
- [Schlaich u. Schäfer 2001] In: SCHLAICH, J. ; SCHÄFER, K.: *Theoretische Grundlagen - Bemessen und Konstruieren mittels Stabwerkmodellen*. Betonkalender 2001, Teil 2, 2001
- [Schlattner u. a. 1999] SCHLATTNER, E. ; SLOWIK, V. ; KLINK, T.: Neue Möglichkeiten zur langzeitigen Dehnungsmessung im Bauwesen mittels Faser-Bragg-Gitter-Sensoren. In: *Bautechnik* 76 (1999), Nr. 10, S. 884–887
- [Schmidt u. Opitz 1988] SCHMIDT, H. ; OPITZ, H.: Experimentelle Erprobung von Stahlbetonbauwerken in situ. In: *IABSE Congress Reports* Bd. 13, 1988
- [Scholz 1994] SCHOLZ, H.: *Ein Querkrafttragmodell für Bauteile ohne Schubbewehrung im Bruchzustand aus normalfestem und hochfestem Beton*, TU Berlin, Diss., 1994
- [Schorn 1993] SCHORN, H.: Damage Process and Fracture Mechanism of Uniaxially Loaded Concrete. In: *Micromechanics of Concrete and Cementitious Composites*, Hrsg: C. Huet. S 33-43. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes., 1993
- [Schwesinger u. a. 1999] SCHWESINGER, P. ; BOLLE, G. ; PFIRSCHKE, H.: Durchbiegungs- und Neigungsmessungen - Diskussion der Verfahren und Interpretation der Ergebnisse / Bauhaus-Universität Weimar. 1999. – Forschungsbericht
- [Schwesinger u. Thor 1999] SCHWESINGER, P. ; THOR, B.: Meßverfahren - Neigungsmeßtechnik / Bauhaus-Universität Weimar. 1999. – Forschungsbericht
- [Shah 1990] SHAH, S. P.: Experimental Methods for Determining Fracture Process Zone and Fracture Parameters. In: *Engineering Fracture Mechanic* 35 (1990), S. 3–14
- [Shah u. Choi 1999] SHAH, S. P. ; CHOI, S.: Nondestructive techniques for studying fracture processes in concrete. In: *International Journal of Fracture* 98 (1999), S. 351–359
- [Shah u. McGarry 1971] SHAH, S. P. ; MCGARRY, F. J.: Griffith Fracture Criterion and Concrete. In: *ASCE Journal of the Engineering Mechanic Division* 97 (1971), S. 1663–1676
- [Sherborne 2013a] SHERBORNE: *DC-Operated, Gravity-Referenced Servo Inclinator*. Sherborne Sensors, 2013
- [Sherborne 2013b] SHERBORNE: *The use of Sherborne Sensors Servo Inclinator and Accelerometers in Bridge Health Monitoring*. Sherborne Sensors, 2013
- [Sherwood 2008] SHERWOOD, E. G.: *One-Way shear behavior of large, lightly- reinforced concrete beams and slabs*, University of Toronto, Diss., 2008
- [Shiotani u. a. 2007] SHIOTANI, T. ; AGGELIS, D. ; MAKISHIMA, O.: Global Monitoring of Concrete Bridge using Acoustic Emission. In: *Journal Acoustic Emission* 25 (2007), S. 308–315
- [Shiotani u. a. 2004] SHIOTANI, T. ; LUO, Y. Nakanishi X. ; HAYA, H.: Damage Assessment in Railway Sub-Structures Deteriorated using AE Technique. In: *DGZfP-Proceedings BB 90-CD*, 2004
- [Shiotani u. a. 2001] SHIOTANI, T. ; OHTSU, M. ; IKEDA, K.: Detection and evaluation of AE waves due to rock deformation. In: *Construction and Building Materials* 15 (2001), S. 235–246
- [Six 2001] SIX, M.: *Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau*, Technische Universität Darmstadt, Diss., 2001

- [Slowik 1990] SLOWIK, V.: *Anwendungen der Schallemissionsanalyse am Material Beton*, Technische Hochschule Leipzig, Diss., 1990
- [Slowik u. a. 1991] SLOWIK, V. ; KAPPAHN, G. ; FÜRL, P. ; GENRICH, W.: Rißlastbestimmung an Spannbetonschwellen mittels Schallemissionsanalyse. In: *Betontechnik* 1 (1991), S. 22–24
- [SNiP 1986] SNiP: *SNiP 3.06.07-86: Brücke und Rohre. Regeln zur Untersuchung und Prüfung. (Original russisch)*. 1986
- [Soulioti u. a. 2009] SOULIOTI, D. ; BARKOULA, N. ; PAIPETIS, A. ; MATIKAS, T. ; SHIOTANI, T. ; AGGELIS, D.: Acoustic emission behavior of steel fibre reinforced concrete under bending. In: *Construction and Building Materials* 23 (2009), S. 3532–3536
- [Spaethe 1994] SPAETHE, G.: Die Beeinflussung der Sicherheit eines Tragwerks durch Probelastung. In: *Bauingenieur* 69 (1994), S. 459–468
- [Spaethe 1997] SPAETHE, G.: Der Sicherheitsnachweis bei experimenteller Tragfähigkeitsprüfung von Bauelementen in bestehenden Bauwerken. In: *Bauingenieur* 72 (1997), S. 85–92
- [Specht u. Scholz 1995] SPECHT, M. ; SCHOLZ, H.: Ein durchgängiges Ingenieurmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bruchzustand von Bauteilen aus Stahlbeton mit und ohne Vorspannung der Festigkeitsklassen C12 bis C115. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 453*. Beuth Verlag, 1995
- [Steffens 1999] STEFFENS, K. (Hrsg.): *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Brücken in situ zur Substanzerhaltung und zur Vermeidung der Umweltbelastung, Abschlussbericht EXTRA II*. Eigenverlag Hochschule Bremen, 1999
- [Steffens u. a. 2002] STEFFENS, K. ; MANLEITNER, S. ; SCHULZE, J.: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken, Grundlagen und Anwendungsbeispiele*. Ernst & Sohn, 2002
- [Steffens u. a. 1999] STEFFENS, K. ; OPITZ, H. ; QUADE, J. ; SCHWESINGER, P.: EXTRA II - Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken. In: *DGZfP Berichtsband 66 CD Plakat 6*, 1999
- [Steffens u. a. 1993] STEFFENS, K. ; TSCHÖTSCHEL, M. ; QUADE, J. ; OPITZ, H. ; JÜPPNER, K. ; SCHWESINGER, P.: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung - 2. Zwischenbericht*. Eigenverlag Hochschule Bremen, 1993
- [Steffens u. a. 1994] STEFFENS, K. ; TSCHÖTSCHEL, M. ; QUADE, J. ; OPITZ, H. ; JÜPPNER, K. ; SCHWESINGER, P.: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung, 3. Zwischenbericht*. Eigenverlag Hochschule Bremen, 1994
- [Steffens u. a. 1995] STEFFENS, K. ; TSCHÖTSCHEL, M. ; QUADE, J. ; OPITZ, H. ; JÜPPNER, K. ; SCHWESINGER, P.: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung, Abschlussbericht*. Eigenverlag Hochschule Bremen, 1995
- [Talbot 1904] TALBOT, A. N.: Tests of Reinforced Concrete Beams. In: *University of Illinois, Vol II, No. 1, Bulletin No. 1*, 1904
- [Talbot u. Slater 1913] TALBOT, A. N. ; SLATER, W. A.: Tests of Reinforced Concrete Buildings under Load. In: *University of Illinois, Vol X, No. 16, Bulletin No. 64*, 1913
- [TGL 0-1045 1963] TGL 0-1045: *Bauwerke aus Stahlbeton, Projektierung und Ausführung*. 1963
- [TGL 0-1045 1973] TGL 0-1045: *Bauwerke aus Stahlbeton, Projektierung und Ausführung*. 1973

- [TGL 33402 1980] TGL 33402: *Betonbau. Berechnungsgrundlagen*. 1980
- [TGL 33403 1980] TGL 33403: *Betonbau. Festigkeits- und Formänderungskennwerte*. 1980
- [TGL 33405 1980] TGL 33405: *TGL 33405 01/02 Betonbau. Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit. Konstruktionen aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton*. 1980
- [TGL 33407/04 1986] TGL 33407/04: *Betonbau. Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit auf Grund experimenteller Erprobung*. 1986
- [van den Berg 1962] VAN DEN BERG, F. J.: Shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement, Part 2 – factors affecting load at diagonal cracking. In: *ACI Journal* (1962), S. 1587–1599
- [Vecchio u. Collins 1986] VECCHIO, F. J. ; COLLINS, M. P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements subjected to shear. In: *ACI Journal* (1986), S. 219–231
- [Vill u. a. 2012] VILL, M. ; SCHWEIGHOFER, A. ; KOLLEGER, J.: Großversuche an Spannbetonbrückenträgern zur Beurteilung des Schubtragverhaltens. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 107 (2012), S. 86–95
- [Vill u. a. 2011] VILL, M. ; TORGHELE, H. ; BRUNNER, H. ; KOLLEGER, J.: Zerstörende Belastungsversuche zur Untersuchung des Schubtragverhaltens von vorgespannten Trägern einer Straßenbrücke. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011), S. 241–249
- [Vogel 1985] VOGEL, G.: *Bewertung von Prüfergebnissen von Stahlbeton- und Spannbetonelementen zur Festlegung der zulässigen Beanspruchung.*, Technische Universität Dresden, Diss., 1985
- [Vyroubal u. Korenska 2009] VYROUBAL, P. ; KORENSKA, M.: Effect of Concrete Sperimen Material Structure on Acoustic Emission Signal Parameters / Brno University of Technology. 2009. – Forschungsbericht
- [Wagner 1983] WAGNER, Klaus: Zur Einschätzung der Schubtragfähigkeit älterer Stahlbetonkonstruktionen. In: *Bauplanung-Bautechnik* 37 (1983), S. 36–40
- [Waldner 1892] WALDNER, A.: Ueber den Werth der Belastungsproben eiserner Brücken. In: *Schweizerische Bauzeitung* (1892), S. 142–143
- [Walraven u. Gmainer 2014] WALRAVEN, J. ; GMAINER, S.: Vergleich der nationalen Anhänge der EN 1992-1-1 zum Thema Querkraft und Durchstanzen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (2014), S. 15–23
- [Wayss u. Koenen 1887] WAYSS, A. G. ; KOENEN, M.: *Das System Monier - Eisengerippe mit Cementumhüllung*. A. Seidel & Cie, Berlin, 1887
- [Wierzbicki u. a. 2009] WIERZBICKI U. A.: Recommendations on the use of results of monitoring on bridge safety assessment and maintenance - Deliverable D08 / Arches. 2009. – Forschungsbericht
- [Wittmann 1983] WITTMANN, F. H.: Structure of concrete with respect to crack formation. In: *Wittmann, F.H. (Hrsg.): Fracture mechanics of concrete. Amsterdam : Elsevier*, 1983
- [Woschitz 2009] WOSCHITZ, H.: Test statischer Eigenschaften ausgewählter Neigungssensoren. In: *tm - Technisches Messen* 76 (2009), Nr. 10, S. 465–473
- [Xu u. Reinhardt 2005] XU, S. ; REINHARDT, H. W.: Schubversgen auf der Basis der Bruchmechanik. In: *Otto-Graf-Journal* 16 (2005)
- [Yang u. a. 2010] YANG, Y. ; UIJL, J. den ; DIETEREN, G. ; BOER, A. de: Shear capacity of 50 year old reinforced concrete bridge deck without shear reinforcement. In: *3rd fib International Congress* (2010)

- [Yang u. a. 2011] YANG, Y. ; UIJL, J. den ; WALRAVEN, J.: Shear Capacity of Continuous RC Beams without Shear Reinforcement. In: *Proceedings fib Symposium PRAGUE*, 2011
- [Yuyama u. a. 1995a] YUYAMA, S. ; OKAMOTO, T. ; SHIGEISHI, M. ; OHTSU, M.: Acoustic Emission Generated in Corners of Reinforced Concrete Rigid Frame under Cyclic Loading. In: *Materials Evaluation* 53 (1995), S. 409–412
- [Yuyama u. a. 1995b] YUYAMA, S. ; OKAMOTO, T. ; SHIGEISHI, M. ; OHTSU, M.: Quantitative Evaluation and Visualization of Cracking Process in Reinforced Concrete by a Moment Tensor Analysis of Acoustic Emission. In: *Materials Evaluation* 53 (1995), S. 751–756
- [Yuyama u. a. 1999] YUYAMA, S. ; OKAMOTO, T. ; SHIGEISHI, M. ; OHTSU, M. ; KISHI, T.: A Proposed Standard for Evaluating Structural Integrity of Reinforced Concrete Beams by Acoustic Emission. In: VAHAVIOLOS, S. (Hrsg.): *Acoustic Emission: Standards and Technology Update*. ASTM STP 1353, 1999, S. 25–40
- [Zelger u. Daschner 1972] ZELGER, C. ; DASCHNER, F.: Die Tragfähigkeit von Stahlsteindecken. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 219*. Beuth Verlag, 1972
- [Ziehl u. a. 2008] ZIEHL, P. ; GALATI, N. ; NANNI, A. ; TUMIALAN, J.: In-Situ Evaluation of Two Concrete Slab Systems. II: Evaluation Criteria and Outcomes. In: *Journal of Performance of Constructed Facilities* 22 (2008), S. 217–227
- [Zilch u. Zehetmaier 2010] ZILCH, K. ; ZEHETMAIER, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg, 2010
- [Zink 2000] ZINK, M.: *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung*, Universität Leipzig, Diss., 2000
- [Znidaric 2006] ZNIDARIC, A.: *Guidance for the optimal Assessment of Highway Structures*, 2006

A. Anhang Schallemissionsanalyse

A.1. Parameterbasierte SEA – weitere Beurteilungskriterien

Die parameterbasierte Bewertung von Schallemissionen (SE) kann mit Hilfe der in Kapitel 4.5.2 vorgestellten Beurteilungskriterien erfolgen. Es wurden von vielen Forschern aber noch weitere Möglichkeiten gefunden mit denen Rückschlüsse auf die SE-Quellprozesse gezogen werden können. Prinzipiell lassen sich die nachfolgend vorgestellten Bewertungskriterien in Intensitäts- und Amplituden-Verteilungs-Analysen unterscheiden.

Intensitätsanalysen

Load-Ratio

Der Load-Ratio (auch Felicity-Ratio) beschreibt bei wiederholten oder zyklischen Belastungen das Verhältnis zwischen der Last, bei der SE-Aktivität einsetzt, zu der bis dahin aufgebrauchten maximalen Belastung. Damit ist der Load-Ratio ein direkter Wert zur Beschreibung des Kaiser-Effektes [Yuyama u. a. (1995a)].

$$\text{Load-Ratio} = \frac{\text{Belastung bei Einsetzen von SE-Aktivität}}{\text{vorherige maximale Belastung}}$$

Für ungeschädigte Betonbauteile gilt der Kaiser-Effekt bis ca. 70 bis 80 % der Bruchlast, so dass eine Schallemissionsaktivität vor Erreichen eines höheren Belastungsniveaus ein Anzeichen für eine beginnende Schädigung (Gefügauflockerung) ist. Dies führt dazu, dass der Load Ratio kleiner als 1 wird und im Umkehrschluss bedeutet ein Load-Ratio größer 1, dass noch keine Schädigung stattgefunden hat.

Calm-Ratio

Der Calm-Ratio beschreibt die SE-Aktivität während der Entlastung. Es wird das Verhältnis aus den Schallemissionen während der Entlastung und den SE während der Belastung gebildet. Da die Detektion von SE während Entlastungen als ein Zeichen für bereits stattgefundenene Gefügeveränderungen ist, kann über dieses Verhältnis der Schädigungsgrad bewertet werden. In ungeschädigten Tragwerksteilen gibt es während der Entlastung keine SE-Aktivität.

$$\text{Calm-Ratio} = \frac{\text{Aufsummierte SE-Hits während der Entlastung}}{\text{aufsummierte SE-Hits während der vorheriger Belastung}}$$

Load-Calm-Ratio

Neben der einzelnen Bewertung des Load- und Calm-Ratios ist auch eine Beurteilung der Kombination beider Werte möglich. Die Japan Society of Non-Destructive Testing (JSNDT) unterscheidet drei Stufen der Schädigung: stark, moderat und leicht, in Abhängigkeit des Load- und Calm-Ratios (siehe Abbildung A.1).

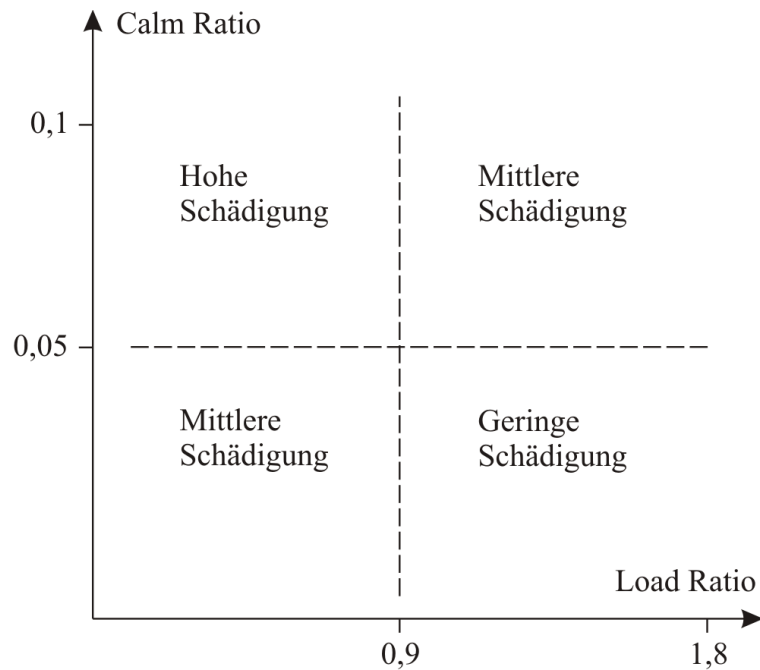


Abb. A.1.: Schädigungsbewertung der JSNDT, nach [NDIS 2421 (2000)]

Tab. A.1.: Schädigungslevel und Bewertungsparameter, nach [Lovejoy (2008a)]

Level	Rissbreite	Felicity-Ratio	Calm-Ratio
1	<0,33 mm	>0,90	<0,40
2	0,33 - 0,66 mm	0,65 - 0,90	0,40 - 0,65
3	>0,63 mm	<0,65	>0,65

Die Unterteilung des Diagramms in die vier Bereiche wurde mit Hilfe von Messungen des CMOD (Crack Mouth Opening Displacement - Rissöffnung an der Oberfläche) an auf Biegung beanspruchten Versuchskörpern vorgenommen. Da dies nicht für jede Untersuchung möglich ist, kann, falls keine bessere Beurteilung gegeben ist, auf die von [Ohtsu u. a. (2002)] angegebenen Werte zurückgegriffen werden. Diese Grenzwerte wurden durch Rissbreitenmessung an Biegebauteilen kalibriert und stellen Rissbreiten zwischen 0,1 und 0,2 mm sicher.

Eine andere Verteilung der Grenzwerte für Calm- und Load-Ratio gibt [Lovejoy (2008a)] für die von ihm durchgeführten Schubversuche an Stahlbetonbalken mit Bügelbewehrung an. Dabei lehnte er die Schädigungsbewertung an zulässige Schrägrissbreiten von <0,33 mm (Level 1), 0,33 - 0,63 mm (Level 2) und >0,63 mm (Level 3) an. Das Zulassen von größeren Rissbreiten führt zu einem größeren akzeptierbaren Grenzwert für den Calm-Ratio (siehe Tabelle A.2 und Tabelle A.1).

RTRI-Ratio

Der RTRI-Ratio (Ratio of **R**epeated **T**rainload at the onset of AE activity to **R**elative maximum load for **I**nspection period) beschreibt prinzipiell das gleiche wie der Load-Ratio. [Shiotani u. a. (2004)] entwickelten den RTRI-Ratio, weil die, für die Bestimmung des Load-Ratios benötigte maximale Belastung, der das Tragerk bisher ausgesetzt war, für bestehende Bauwerke in der Regel unbekannt bzw. schwierig zu ermitteln ist. Deshalb verwenden sie als Referenz-Belastung die maximale Beanspruchung in der Inspektionsperiode. Dabei kann die Beanspruchung als Bezugsgröße eine Kraft oder Spannung oder auch eine Verformung oder Dehnung sein.

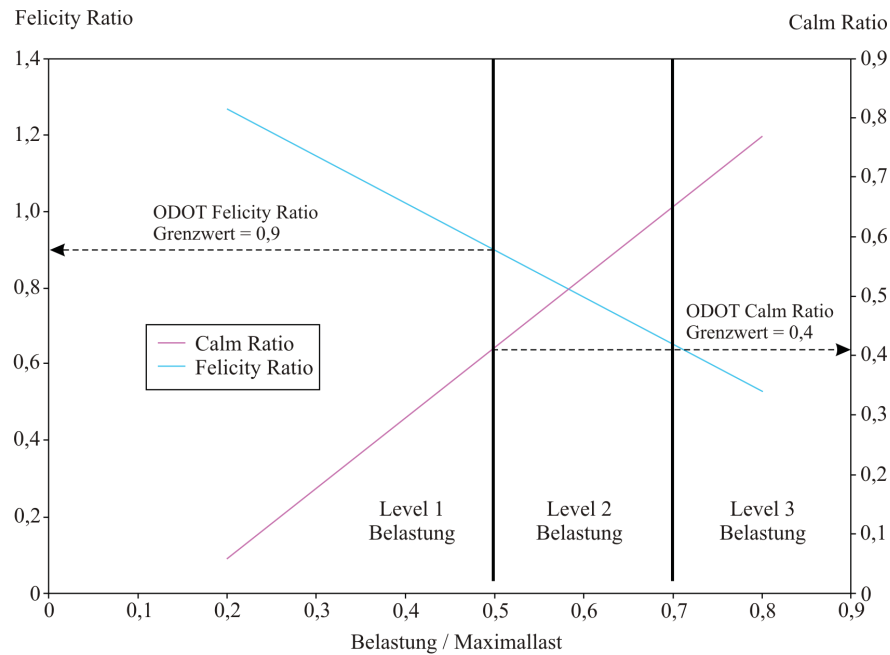


Abb. A.2.: Grenzwerke für Load- und Calm-Ratio für eine kritische Schubrissbreite von 0,33 mm, nach [Lovejoy (2008a)]

$$\text{RTRI-Ratio} = \frac{\text{Beanspruchung bei Einsetzen von SE-Aktivität}}{\text{relative Maximalbeanspruchung während des Inspektionszeitraums}}$$

Die Grenzen für die Unterteilung der Schädigungsbereiche sind für jede Untersuchung separat festzulegen. Für den von [Luo u. a. (2004)] untersuchten Pier wurde die Beurteilung anhand der vorhandenen Rissbreiten und der Rissöffnungen unter Belastung vorgenommen. Danach konnte der Bereich einer großen Schädigung, wie in Abbildung A.3 dargestellt, für Calm-Ratios größer 0,5 und RTRI-Ratios kleiner 0,8 festgelegt werden.

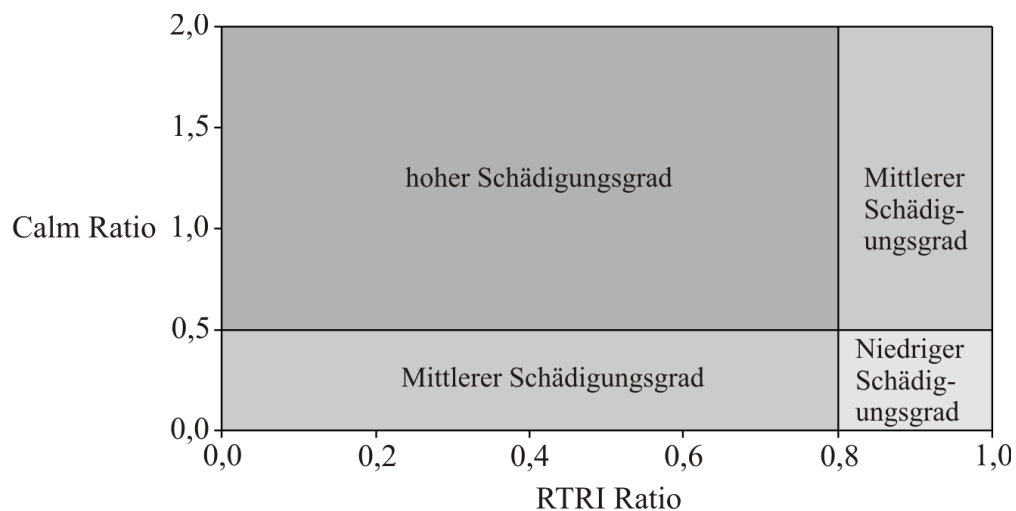


Abb. A.3.: Schädigungsbereiche für RTRI-Calm-Werte, nach [Luo u. a. (2004)]

Relaxation-Ratio

[Colombo u. a. (2005)] schlagen für die Bewertung des Schädigungsgrades einer Konstruktion mit dem Relaxation-Ratio eine Abwandlung des Calm-Ratios vor. Dieser beschreibt die mittlere Energie

Tab. A.2.: Werte für die Konstanten K und J in Abhängigkeit der verwendeten Hit-Anzahl, nach [Chotickai (2001)]

Anzahl der Hits N	K	J
<50	nicht anwendbar	0
50-200	$N - 30$	50
201-500	$0,85 \cdot N$	
>500	$N - 35$	

der Schallemissionen während einer Entlastungsphase im Verhältnis zur mittleren Energie während der Belastung. Der Unterschied zum Calm-Ratio liegt damit, in dem für die Bewertung verwendeten Parameter der aufgezeichneten Schallemissionssignale. Die mittlere Energie ergibt sich aus der aufsummierten Energie geteilt durch die Anzahl der registrierten Hits.

$$\text{Relaxation-Ratio} = \frac{\text{mittlere Energie bei Entlastung}}{\text{mittlere Energie bei Belastung}}$$

Da eine hohe SE-Aktivität bei abnehmender Beanspruchung ein deutliches Anzeichen für stärkere Gefügeveränderungen im Beton ist, werden Relaxation-Ratios größer 1 als Zeichen für Schäden gewertet. Der Relaxation-Ratio wird für jeden Belastungszyklus separat bestimmt und bewertet.

Historic-Severity-Analyse

Eine andere Möglichkeit zur quantitativen Bewertung der Schädigung stellen die Intensitätsfaktoren Severity-Index S_r und Historic-Index H_I dar. Der Severity Index beschreibt die mittlere Signalstärke S_0 der größten Absolutwerte der Signalstärke, die während des Versuches aufgezeichnet werden. Der Historic-Index beschreibt die Änderung der Signalstärke während der Belastungsphase. Die Intensitätsfaktoren ergeben sich zu:

$$S_r = (1/J) \cdot \sum_{m=1}^J S_{0m}$$

$$H_I = \{N/(N - K)\} \cdot \left(\sum_{i=K+1}^N S_{0i} / \sum_{i=1}^N S_{0i} \right)$$

J	empirische Materialkonstante
S_{0m}	Signalstärke des m -ten Hits, wobei m von der Signalstärke abhängt
N	Anzahl der Hits bis zum Zeitpunkt t
S_{0i}	Signalstärke des i -ten Hits
K	empirische Materialkonstante

Die empirischen Materialkonstanten sind für die verschiedenen Werkstoffe separat zu bestimmen und von der verwendeten Eventanzahl N abhängig. Wichtig für die Bewertung ist, dass eine gewissen Mindestanzahl von Signalen für die Auswertung vorliegt, denn für eine zu kleine Hit-Anzahl ist eine Bestimmung nicht möglich. Für Beton können nach [Chotickai (2001)] die folgenden Werte verwendet werden (siehe Tabelle A.2).

[Lovejoy (2008a)] gibt an, dass der Severity-Index erst für eine Anzahl von mehr als 50 Hits, der Historic-Index für mehr als 200 Hits auswertbar ist. Auch gibt er eine andere Bestimmung für

Tab. A.3.: Werte für die Konstanten K und J in Abhängigkeit der verwendeten Hit-Anzahl, nach [Lovejoy (2008a)]

Anzahl der Hits N	K	J
200-1000	$K = 0,8 \cdot N$	50
>1000	$K = N - 200$	

die Konstanten an. Die Berechnung der Indizes erfolgt i. d. R. für jeden Kanal und jede Laststufe getrennt [Lovejoy (2008b)].

Der Historic- und Severity-Index werden für jeden Kanal bestimmt und die Maximalwerte der Ergebnisse in einem Diagramm (siehe Abbildung A.4) gegenübergestellt, in dem 4 Schädigungsbereiche unterschieden werden können.

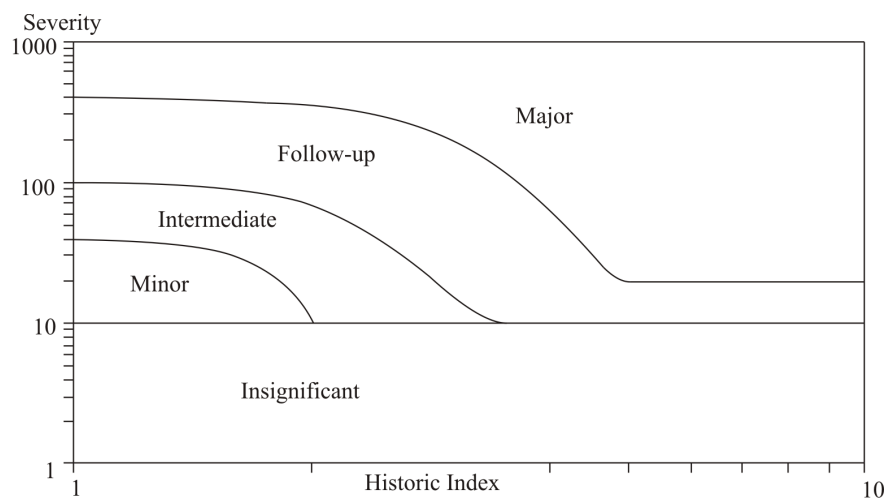


Abb. A.4.: Historic-Severity-Index-Darstellung und Schädigungsbereiche, nach [Chotickai (2001)]

Wie auch für den Calm-Ratio gibt [Lovejoy (2008a)] andere Grenzwerte für die Schädigungsbereiche an, als in Abbildung A.4 von [Chotickai (2001)] vorgeschlagen. Die Definition der Grenzen der Schädigungsbereiche ist stark von den Nutzungsbedingungen und Anforderungen an die Konstruktion abhängig und muss für jede Untersuchung separat erfolgen.

Die Veränderung des Historic-Indexes über die Zeit oder die Belastung kann ebenfalls für die Beurteilung von Schädigungsentwicklungen verwendet werden. Sprünge oder Knicke im Verlauf des Indexes sind ein Anzeichen für eine Veränderung des SE-Quellmechanismus und damit für die Versagensursache. Ein starker Anstieg des Historic- bzw. Severity-Indexes trat in den Versuchen von [Lovejoy (2008a)] bei Ausbildung von Schubrisen auf. Aus seinen Versuchserfahrungen schlussfolgert Lovejoy, dass ein Ansteigen des Historic-Index von 3 auf 7 und des Severity-Indexes von 1 auf 3 eindeutige Anzeichen für eine Schubrisseinstellung sind. Die Schubrissoffnung ist hingegen mit einem Abfall beider Werte verbunden.

Amplituden-Verteilungs-Analysen

Eine weitere Möglichkeit für die Bewertung der Schädigungsentwicklung mit Hilfe der Schallemissionsanalyse stellen die Amplituden-Verteilungs-Analysen dar. Die Verfahren stammen ursprünglich aus der Seismologie, wo beobachtet wurde, dass Ereignisse mit großen Amplituden weniger regelmäßig auftreten, als Ereignisse mit kleinen Amplituden. Um dieses Phänomen der Seismologie beschreiben zu können, entwickelten Gutenberg und Richter eine empirische Gleichung, die

aufgrund ihres Potenzcharakters in der doppelt logarithmischen Darstellung eine Gerade ist [Kurz (2006)]. Aufgrund der phänomenologisch ähnlichen Bruchprozesse von Gestein und Beton schlussfolgern [Colombo u. a. (2003)], dass die Analyse der Amplituden-Verteilung Rückschlüsse auf die unterschiedlichen Bruchentwicklungsphasen des Betons zulässt. Das Grundprinzip der Bewertung wurde auf Schallemissionssignale übertragen und der b-Wert beschreibt die Neigung der ermittelten Amplituden-Verteilung.

b-Value

Die Übertragung des Gutenberg-Richter-Gesetzes auf die Analyse von Schallemissionssignalen führt zu der folgenden Beziehung:

$$\log N = a - b \cdot (A_{\text{dB}}/20)$$

Dabei bezeichnet N die Anzahl der SE-Hits, die eine größere Peak-Amplitude haben als A_{dB} . Für die Analyse werden i. d. R. Gruppen von 50 bis 100 Hits gebildet [Colombo u. a. (2003)].

In der angegebenen Beziehung beschreibt der b-Wert die Neigung der Geraden, deren Änderung auf eine Veränderung des Verhältnisses zwischen starken und schwachen Ereignissen und damit auf einen veränderten Bruchvorgang hindeutet. Für spröde versagende Materialien ergeben sich in der Anfangsphase des Versuches b-Werte zwischen 1,5 und 2,5. Mit zunehmender Schädigung sinken die b-Werte auf 1,0 ab, wobei gerade vor dem Versagen sprunghafte Wechsel der b-Werte registriert wurden, was als Vorankündigung des Versagens gedeutet wurde.

Hohe b-Werte entstehen bei einer großen Anzahl von kleinen SE-Events, die eine Neurissbildung und langsames Risswachstum kennzeichnen. Kleine b-Werte hingegen kennzeichnen ein schnelles bzw. instabiles Risswachstum, was durch große Amplituden von vielen SE-Events gekennzeichnet ist [Rao u. Lakshmi (2005)]. Problematisch ist bei der b-Wert-Analyse die Festlegung eines Amplituden-Grenzwertes zur Unterscheidung kleiner und großer Amplituden. Die b-Wert-Analyse ermöglicht die genauere zeitliche Auflösung der sich ändernden Bruchvorgänge, was in Verbindung mit einer räumlichen Auflösung durch die Lokalisierung der Schallemissionsquellen eine sehr gute Information über den Tragzustand liefert [Colombo u. a. (2003)].

Ib-Value

Um das Problem der Definition eines Amplituden-Grenzwertes und der Festlegung, der für die Bestimmung zu verwendenden Anzahl der SE-Events zu umgehen, wurde von [Shiotani u. a. (2001)] der Ib-Wert (Improved b-Value) eingeführt. Dabei werden statistische Werte, wie Mittelwert und Standardabweichung verwendet, um die Amplituden-Verteilung zu charakterisieren. Der Ib-Wert ist nach [Shiotani u. a. (2001)] definiert zu:

$$Ib = \frac{\log_{10} N(w_1) - \log_{10} N(w_2)}{(\alpha_1 + \alpha_2) / \sigma}$$

Um die Ergebnisse der b-Wert und Ib-Wert Analysen miteinander vergleichen zu können, muss der Ib-Wert mit 20 multipliziert werden [Shiotani u. a. (2001)].

$N(w_1)$	Anzahl der aufsummierten SE-Events mit einer Amplitude größer $\mu - \alpha_1 \cdot \sigma$
$N(w_2)$	Anzahl der aufsummierten SE-Events mit einer Amplitude größer $\mu + \alpha_1 \cdot \sigma$
σ	Standardabweichung der Größen-Verteilung einer Gruppe von Events
μ	Mittelwert der Größen-Verteilung
α_1, α_2	Konstanten

A.2. Ergänzungen zur Anwendung der SEA im Stahlbeton- und Spannbetonbau

Die ersten Forschungsarbeiten zur Untersuchung von Schallemissionsvorgängen bei der Beanspruchung von Materialien und die damit zusammenhängende Schädigung während des Belastungsprozesses liegen ungefähr 80 Jahre zurück. Es soll hier nur ein kurzer Überblick über die Entwicklung der Schallemissionsanalyse zur Baustoff- und Bauteilprüfung gegeben werden, um den Erfahrungsstand darzulegen, eine ausführliche Darstellung der geschichtlichen Entwicklung kann [Drouillard (1994)], [Mindess (1991)], [Ohtsu (1996)] und Ohtsu in [Grosse u. Ohtsu (2008)] entnommen werden.

Die erste Anwendung von Schallemissionsuntersuchungen an Beton führte Herbert Rüsch Ende der 1950er Jahre in München durch. Er stellte in seinen Versuchen fest, dass der Kaiser-Effekt für Beton nicht uneingeschränkt gültig ist. Bei zyklischen Beanspruchungen an Betonkörpern behielt der Kaiser-Effekt bis ca. 70 bis 85 % der Bruchlast seine Gültigkeit, erst nach höheren Beanspruchungen traten aufgrund der dabei eingetretenen Gefügearflockerungen, auch bei geringen Lasten Schallemissionen auf [Rüsch (1959)].

Auch L'Hermite und Green konnten bei ihren Untersuchungen eine Korrelation zwischen Mikrorissentwicklung und einer ansteigenden Schallemissionsrate feststellen [Mindess (1991)]. [Notter (1982)] konnte in Zuguntersuchungen an Betonkörpern die gemessenen Schallemissionen eindeutig dem globalen Last-Verformungs-Verhalten zuordnen und so 4 Bereiche mit charakteristischen SE-Signalen und Rissbildungsprozessen unterscheiden. Er unterschied den Anpassungsbereich, den Bereich der Mikrorissbildung bis etwa 60 bis 80 % der Zugfestigkeit, den Bereich der Makrorissentstehung bei maximaler Zugspannung und den abfallenden Ast der Makrorissöffnung. [Findeis (1982)] konnte durch die Signalaratenentwicklung bei Druckversuchen ebenfalls verschiedene Phasen der Gefügearflockerung definieren. Die von ihm gefundene Diskontinuitätsgrenze stimmt im Wesentlichen mit der von [Schickert (1980)] angegebenen Mikrorissgrenze von $0,77 \cdot f_{ck}$ überein. Die Instabilitätsgrenze, die den Übergang von stabiler zu instabiler Rissbildung markiert, konnte Findeis durch einen starken Anstieg der Amplitudenwerte und der SE-Energie definieren. Auch [Kapphahn (1990)] konnte die Diskontinuitätsgrenze und damit die Ausbildung der Rissprozesszone durch einen deutlichen Anstieg der Schallemissionssignale feststellen.

Das verbesserte Verständnis über die Rissentstehungsprozesse führte zu der Modellvorstellung einer Rissprozesszone, in der sich die Mikrorissbildung vor der Makrorissöffnung konzentriert (siehe Abschnitt 5.2). Verschiedenste Messverfahren wurden dazu verwendet, diese Rissprozesszone messtechnisch besser beschreiben zu können. Neben Röntgen-, Ultraschall-, Laser-Holographie-, Spekle-Interferometrie- und mikroskopischen Verfahren wurde auch die Schallemissionsanalyse eingesetzt [Shah (1990)], [Shah u. Choi (1999)].

Mit der SEA konnten eine Korrelation zwischen den Phasen der Rissentstehung und der freigesetzten Energie beschrieben werden, die zusammen mit der Lokalisierung den Nachweis über die Ausbildung einer Rissprozesszone ermöglichte. [Shah u. Choi (1999)] fanden in Übereinstimmung mit vielen anderen Forschern [Mihashi u. a. (1991)], [Otsuka u. Date (2000)], [Muralidhara u. a. (2010)] eine starke Lokalisierung der SE-Signale und einen deutlichen Anstieg der emittierten Signale bei Erreichen einer Beanspruchung von ca. 80 % der Bruchlast (siehe Abbildung A.5).

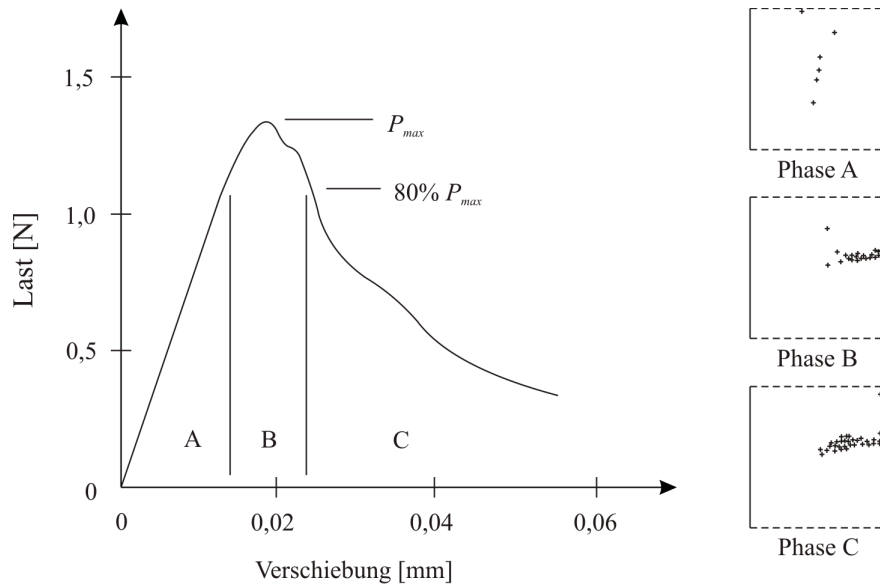


Abb. A.5.: Zuordnung der SE-Aktivität zu den Phasen der Rissentstehung, nach [Shah u. Choi (1999)]

Neben den Untersuchungen zum Druck- und Zugtragverhalten von unbewehrten Betonproben, wurde die SEA auch für Schwinduntersuchungen [Nadeau u. Bennett (1981)], für Untersuchungen mit faserbewehrten Betonen [Soulioti u. a. (2009)], zur Schädigung von Beton unter Frosteinwirkung [Vyroubal u. Korenska (2009)] oder für die Bestimmung bzw. Verifikation von bruchmechanischen Kennwerten und Modellgrößen [Nadeau u. Bennett (1981)], [Shah (1990)], [Landis u. Shah (1993)], [Labuz u. a. (2001)] verwendet.

Eine der ersten Anwendungen der SEA bei Stahlbetonbauteilen wurde von [Kobayashi u. a. (1980)] durchgeführt. Er konnte in seinen Verbunduntersuchungen eine starke SE-Aktivität detektieren, bevor eine äußerlich sichtbare Schädigung eingetreten war. Aus diesen Beobachtungen schlussfolgerte Kobayashi, dass die SEA eine große Bedeutung für die zerstörungsfreie Prüfung von Beton- und Stahlbetonbauteilen besitzt. [Naus (1981)] untersuchte die SE-Aktivität an Stahlbetonprüfkörpern und konnte nachweisen, dass anhand der Signalaratenentwicklung eindeutige Rückschlüsse auf die Rissbildungsprozesse und den Tragzustand möglich sind.

Kapphahn begann in den 1980er Jahren mit der Erforschung der Anwendung der SEA als begleitendes Messverfahren zur Beurteilung des Tragzustandes bzw. des Schädigungsgrades von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Bei 4-Punkt-Biegeversuchen an Stahlbetonbalken gelang es [Kapphahn (1990)], die Entwicklung der Signalspannung U_{RMS} eindeutig den verschiedenen charakteristischen Tragzuständen (Zustand I, Zustand II und Bruch) zuzuordnen. Besonders der Übergang vom ungerissenen in den Zustand der Biegerissbildung war mit Hilfe der SEA sicherer und einfacher detektierbar, als durch herkömmliche Dehnungs- und Verformungsmessungen (siehe Abbildung A.6).

Auch die Existenz des Kaiser-Effektes bei Stahlbetonbauteilen wurde von [Kapphahn (1990)] untersucht. Dazu führte er Versuche an Stahlbetonbiegebalken unterschiedlichen Alters durch und belastete diese mehrfach bis knapp über die Rissbildungsbeanspruchung. Er konnte den Kaiser-Effekt für alle untersuchten Betonalter nachweisen, wobei sich der Einfluss der Dauer der Belastungspausen zwischen den Lastwechseln deutlich zeigte.

Eine weitere Anwendung der Schallemissionsanalyse als Verfahren zur Prüfung von Spannbeton-Fertigteilen wurde von [Slowik u. a. (1991)] untersucht. Dabei erwies sich die SEA als zuverlässiges und objektives Verfahren zur Bestimmung der Risslast und zur Überwachung der Biegerissbildung.

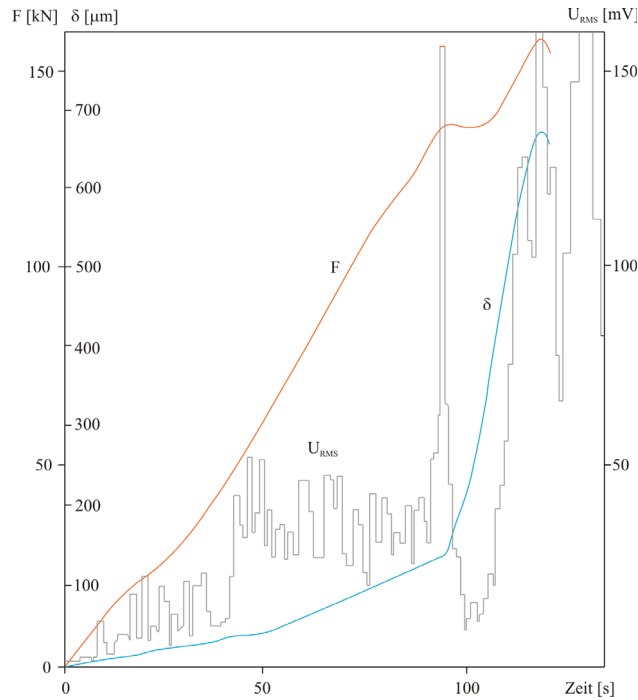


Abb. A.6.: Darstellung der Entwicklung der Signalspannung im Vergleich zu Belastung und Verformung, nach [Kapphahn (1990)]

Der Zeitpunkt der Rissentstehung konnte anhand des starken Signalanstieges (Signalrate) eindeutig definiert werden.

[Hearn u. Shield (1997)] untersuchten das Tragverhalten von Stahlbetonbalken und von Spannbetonhohlkörperplatten mit Hilfe der parameterbasierten SEA. Sie stellten fest, dass die SE-Aktivität vor allem mit der Neubildung von Rissen verbunden ist und die Entwicklung der SE-Raten gut mit der gemessenen Rissbildung bzw. Durchbiegung korrelierten. Interessant sind die gefundenen Unterschiede im Schallemissionsverhalten von Stahl- bzw. Spannbetonbauteilen. Bei den Stahlbetonbalken traten die SE hauptsächlich bei Lasterhöhungen über das vorherige Lastniveau und während konstanter Lastphasen auf, bei den Spannbetonplatten hingegen zeigte sich nur während der Belastung und bei Entlastung eine erhöhte SE-Aktivität, keine während Phasen konstanter Last. Hearn erklärt dies durch die, bei den Stahlbetonbalken auch bei konstanter Belastung stattfindenden Spannungsumlagerungen vom Beton auf den Stahl, während bei den Spannbetonplatten die Zugspannungen hauptsächlich vom Spannglied übernommen werden. Die SE bei Entlastung der Spannbetonplatten können durch das Zusammendrücken der Risse erklärt werden, während beim Stahlbeton Risse nicht überdrückt und deshalb auch keine SE emittiert werden. Für beide Bauteilgruppen wurde der Felicity-Ratio als Bewertungskriterium angewendet, wodurch eine gute Beschreibung der zunehmenden Schädigung gelang.

[Köppel (2002)] führte verschiedenste Untersuchungen an Stahlbetonbauteilen mit Hilfe der SEA durch und verwendete für die Bewertung qualitative Analysen, die Lokalisierung der SE und die Wellenformanalyse. Für die qualitative Analyse untersuchte er vor allem, welche Aussagen aus der Signalratenentwicklung über die Zeit, der SE-Aktivität in den einzelnen Lastzyklen und aus charakteristische Signalparametern gewonnen werden können. Zwar korrelierte die Signalratenentwicklung gut mit dem Schädigungsverlauf, doch ist dies für die unterschiedlichen Versuchsbedingungen nicht verallgemeinerbar. Auch für die Bewertung einzelner SE-Parameter können nach [Köppel (2002)] keine allgemeinen Grundsätze angegeben werden. Für die Beschreibung des Schädigungsfortschrittes mit Hilfe des Felicity-Verhältnisses zeigte sich in seinen Versuchen, dass dieses nicht

nur vom Grad der Rissbildung, sondern maßgeblich von der Größe und Dauer der Entlastungsphasen abhängt (siehe Abbildung A.7). Trotzdem war der Abbruch des Kaiser-Effekt ein wichtiges Beurteilungskriterium in seinen Untersuchungen.

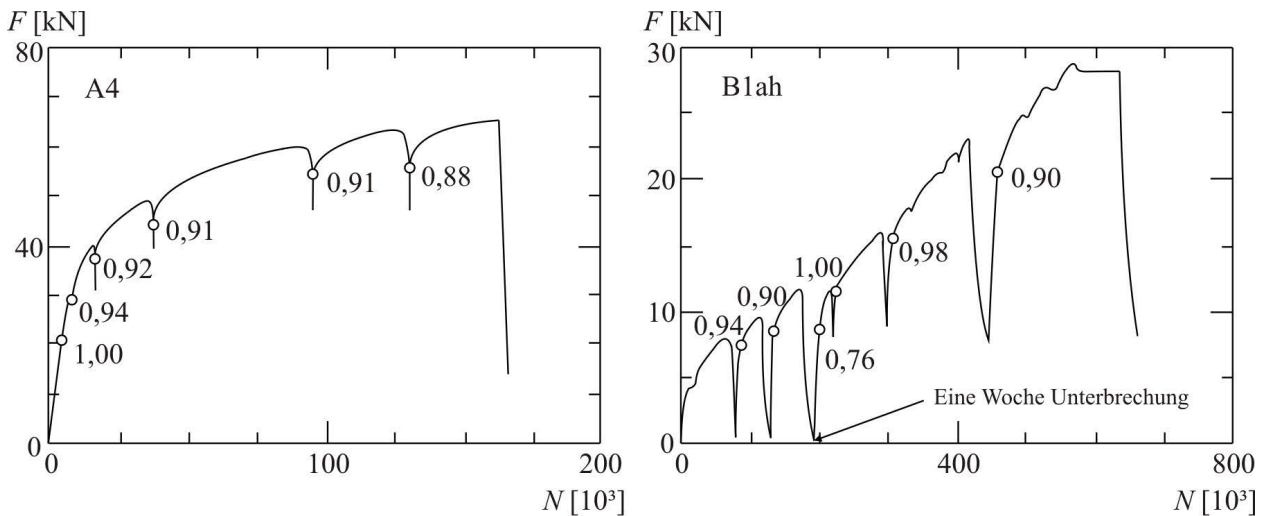


Abb. A.7.: Darstellung der SE-Aktivität über die Beanspruchung zur Beurteilung des Abbruches des Kaiser-Effektes, nach [Köppel (2002)]

Eine weitere Möglichkeit zur Bewertung des Schädigungsgrades von Stahlbetonbauteilen stellen [Colombo u. a. (2005)] vor. Sie verwenden für die Auswertung von 12 Stahlbetonbalken den Relaxation-Ratio und zeigen, dass mit Hilfe dieses Kennwertes eine Unterscheidung zwischen last- und relaxationsdominierten Phasen möglich ist. Ab einer Belastung von ca. 45 % der Traglast fand ein Umschwung hin zur Dominanz der SE-Aktivität in den Entlastungsphasen statt. Um die Ergebnisse des Relaxation-Ratios besser einschätzen zu können, führten sie einen Vergleich mit dem Load-Calm-Ratio durch. Abbildung A.8 zeigt die Ergebnisse für die Sensoren mit den stärksten Signalen der Versuche BF4 und K2, wobei die eingekreiste Nummer für den Lastzyklus steht. Es kann erkannt werden, dass ab Lastzyklus 5 eine verstärkte Schädigung der Balken einsetzte, was gut zum Anstieg des Relaxation-Ratios bei ca. 45 % der Traglast passt.

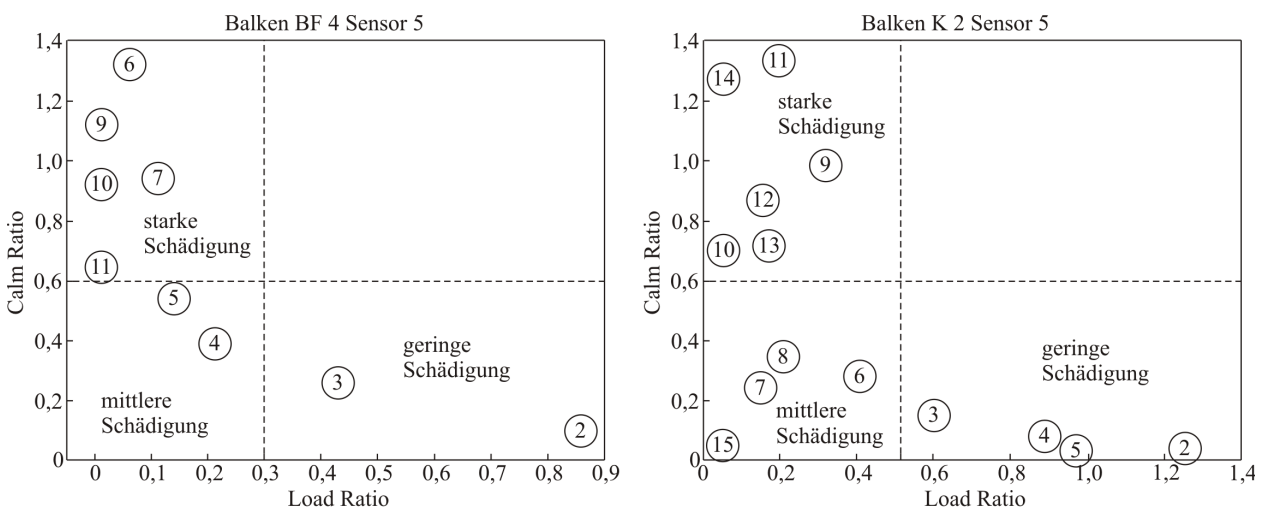


Abb. A.8.: Darstellung der Load-Calm-Ratio-Verhältnisse für die zwei Balken, nach [Colombo u. a. (2005)]

B. Anhang Materialprüfung

B.1. Betonage der Serien BO und BS

Für die Betonwürfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen ergibt sich aus den Prüfergebnissen (siehe Tabelle B.1) ein Mittelwert von $f_{\text{cm},28,\text{cube}} = 47,18 \text{ MN/m}^2$ und zum Prüfalter nach 48 Tagen ein Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit von $f_{\text{cm},48,\text{cube}} = 42,97 \text{ MN/m}^2$.

Tab. B.1.: Übersicht über die Prüfergebnisse der Betondruckfestigkeit der Serien BO und BS

Nr.	Prüfalter [Tage]	Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]	Masse [kg]	ρ [kg/m ³]	F_{max} [kN]	$f_{\text{c,cube}}$ [MN/m ²]
1	28	150,6	149,9	150,0	7,931	2,34	1055	46,71
2	28	149,3	150,0	150,0	7,846	2,33	1106	49,38
3	28	151,4	149,9	150,1	7,951	2,34	1031	45,45
4	48	149,8	151,8	149,7	7,733	2,27	1008	44,32
5	48	150,1	150,0	149,9	7,740	2,29	998	44,34
6	48	150,1	151,8	150,0	7,773	2,27	917	40,25

Nach der von [Reineck (2007)] angegebenen Beziehung, ergibt sich für die Umrechnung der Würfeldruckfestigkeit in eine Zylinderdruckfestigkeit:

$$f_{1\text{c,cyl}} = 0,95 \cdot f_{\text{c,cyl}} = 0,95 \cdot 0,85 \cdot f_{\text{c,cu150}} = 0,79 \cdot f_{\text{c,cu150}} \quad (\text{B.1})$$

Wird nun noch der Mittelwert in einen charakteristischen Wert der Festigkeit über die Beziehung $f_{\text{ck}} = f_{\text{cm}} - 4 \text{ MN/m}^2$ nach [DIN EN 1992-1-1 (2011)] umgerechnet, ergeben sich die folgenden Festigkeiten:

$$\begin{aligned} f_{\text{ck},28,\text{cyl}} &= 0,79 \cdot f_{\text{cm},28,\text{cu}} - 4 \text{ MN/m}^2 \\ &= 0,79 \cdot 47,18 \text{ MN/m}^2 - 4 \text{ MN/m}^2 = 33,27 \text{ MN/m}^2 \end{aligned} \quad (\text{B.2})$$

$$\begin{aligned} f_{\text{ck},48,\text{cyl}} &= 0,79 \cdot f_{\text{cm},48,\text{cu}} - 4 \text{ MN/m}^2 \\ &= 0,79 \cdot 42,97 \text{ MN/m}^2 - 4 \text{ MN/m}^2 = 29,95 \text{ MN/m}^2 \end{aligned} \quad (\text{B.3})$$

B.2. Betonage der Serie BQ

Betondruckfestigkeit

Aus den Prüfergebnissen (siehe Tabelle B.2) ergibt sich für die Betonwürfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen ein Mittelwert von $f_{\text{cm},28,\text{cu}} = 57,02 \text{ MN/m}^2$ und zum Prüfalter nach 70 Tagen ein Mittelwert

der Würfeldruckfestigkeit von $f_{\text{cm},70,\text{cu}} = 64,29 \text{ MN/m}^2$. Nach der von [Reineck (2007)] angegebenen Beziehung, ergibt sich für die Umrechnung der Würfeldruckfestigkeit in eine Zylinderdruckfestigkeit:

$$f_{1\text{c},\text{cyl}} = 0,95 \cdot f_{\text{c},\text{cyl}} = 0,95 \cdot 0,85 \cdot f_{\text{c},\text{cu}150} = 0,79 \cdot f_{\text{c},\text{cu}150} \quad (\text{B.4})$$

Wird nun noch der Mittelwert in einen charakteristischen Wert der Festigkeit über die Beziehung $f_{\text{ck}} = f_{\text{cm}} - 8 \text{ MN/m}^2$ nach [DIN EN 1992-1-1 (2011)] umgerechnet, ergeben sich die folgenden Festigkeiten:

$$\begin{aligned} f_{\text{ck},28,\text{cyl}} &= 0,79 \cdot f_{\text{cm},28,\text{cu}} - 4 \text{ MN/m}^2 \\ &= 0,79 \cdot 57,02 \text{ MN/m}^2 - 4 \text{ MN/m}^2 = 41,05 \text{ MN/m}^2 \end{aligned} \quad (\text{B.5})$$

$$\begin{aligned} f_{\text{ck},70,\text{cyl}} &= 0,79 \cdot f_{\text{cm},70,\text{cu}} - 4 \text{ MN/m}^2 \\ &= 0,79 \cdot 64,29 \text{ MN/m}^2 - 4 \text{ MN/m}^2 = 46,79 \text{ MN/m}^2 \end{aligned} \quad (\text{B.6})$$

Tab. B.2.: Übersicht über die Prüfergebnisse der Betondruckfestigkeit der Serie BQ

Nr.	Prüfalter [Tage]	Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]	Masse [kg]	ρ [kg/m ³]	F_{max} [kN]	$f_{\text{c},\text{cu}}$ [MN/m ²]
1	28	148,7	149,9	150,0	7,910	2,37	1289	57,82
2	28	148,5	150,2	149,9	7,839	2,34	1282	57,36
3	28	149,1	149,8	149,9	7,845	2,34	1249	55,89
4	70	149,2	150,0	150,0	7,913	2,36	1441	64,42
5	70	149,3	149,9	150,0	7,927	2,36	1433	64,03
6	70	149,3	149,8	149,9	7,884	2,35	1441	64,43

Spaltzugfestigkeit

Tab. B.3.: Übersicht über die Prüfergebnisse der Spaltzugfestigkeit der Serie BQ

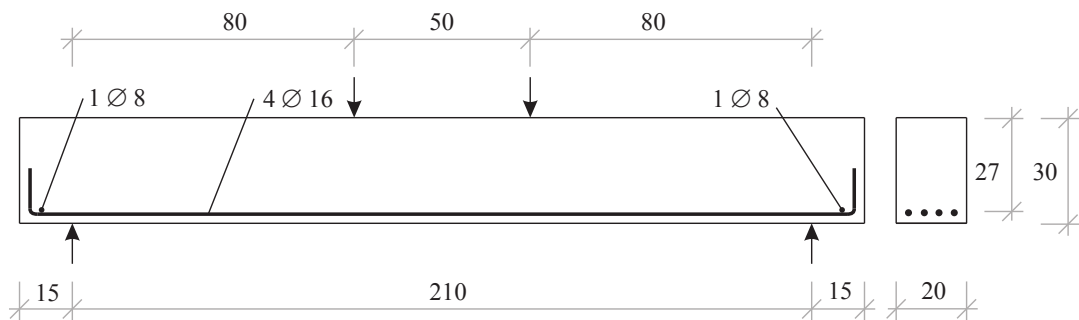
Nr.	Prüfalter [Tage]	Länge [mm]	\emptyset [mm]	Masse [kg]	ρ [kg/m ³]	F_{max} [kN]	f_{ct} [MN/m ²]
1	28	299,0	149,9	12,443	2,36	246,0	3,50
2	28	296,1	149,9	12,323	2,36	258,0	3,70
3	28	298,0	150,0	12,480	2,37	235,0	3,35
4	70	298,6	150,2	12,464	2,36	258,7	3,65
5	70	298,1	150,2	12,440	2,36	268,0	3,80
6	70	298,3	150,1	12,444	2,36	288,3	4,10

Aus den Prüfergebnissen (siehe Tabelle B.3) ergeben sich die Mittelwerte der Spaltzugfestigkeit zu $f_{\text{ctm},28} = 3,52 \text{ MN/m}^2$ und $f_{\text{ctm},70} = 3,85 \text{ MN/m}^2$.

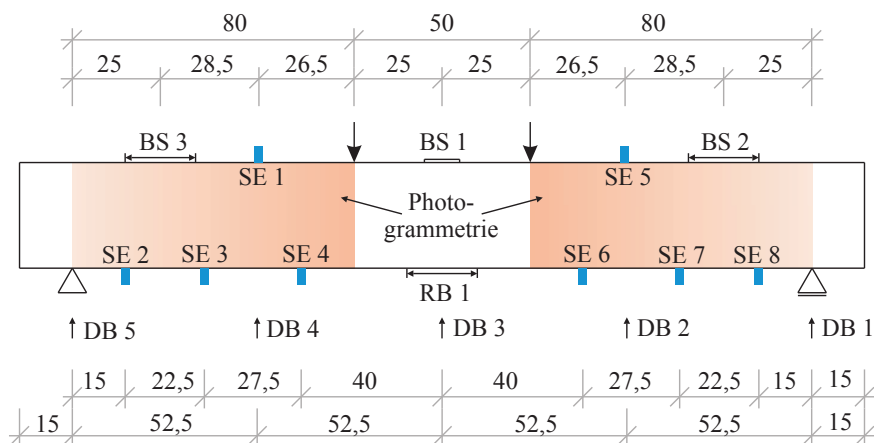
C. Anhang Versuchsdurchführung

C.1. Balken B001

Bewehrungsführung Balken B001



Messtechnik Balkenvorderseite



Messtechnik Balkenrückseite

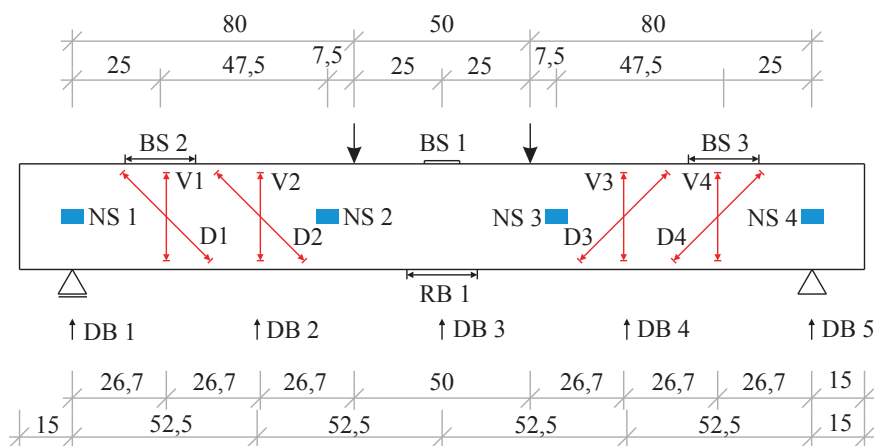


Abb. C.1.: Bewehrungsführung und Anordnung der Messtechnik für Balken B001

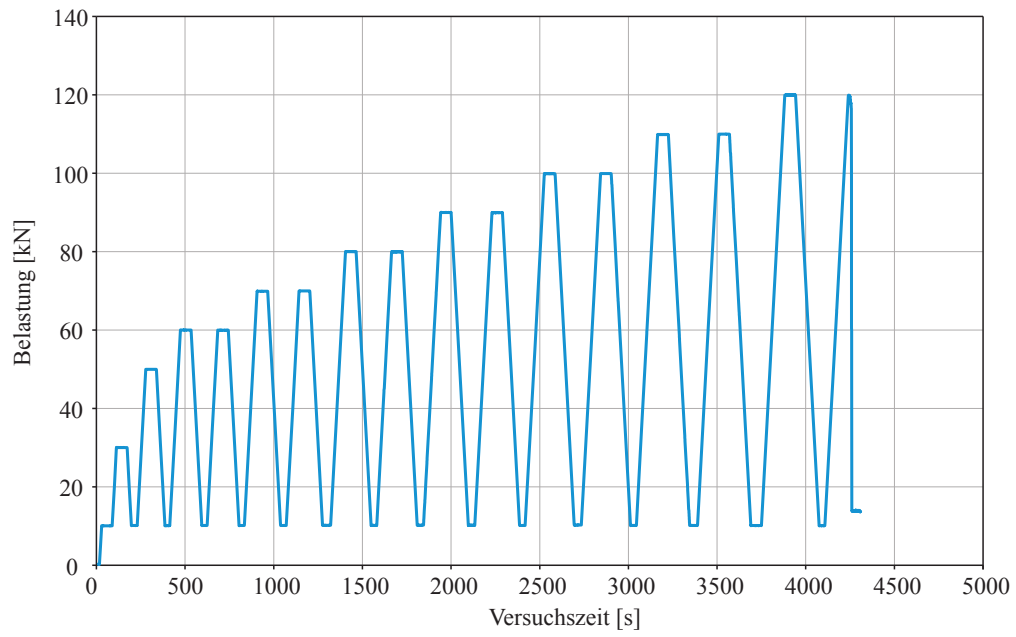
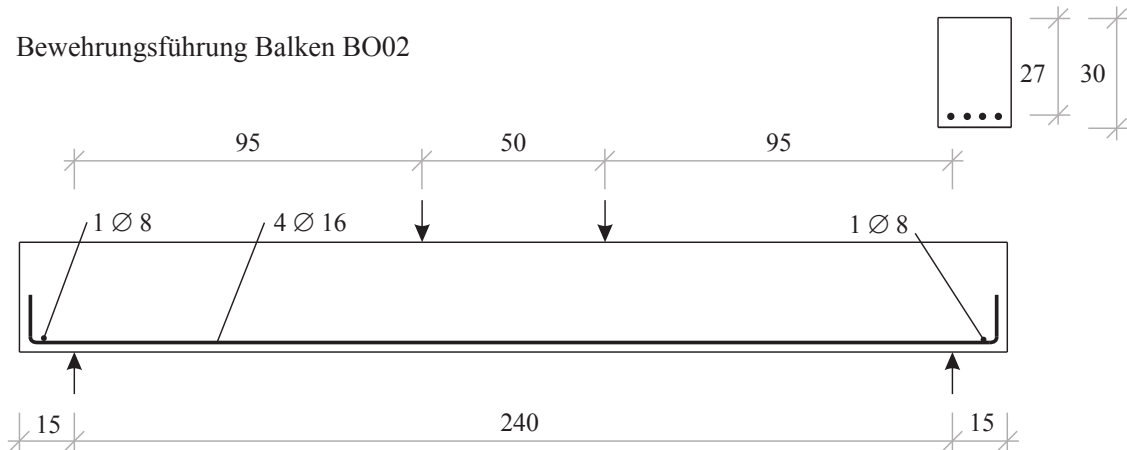


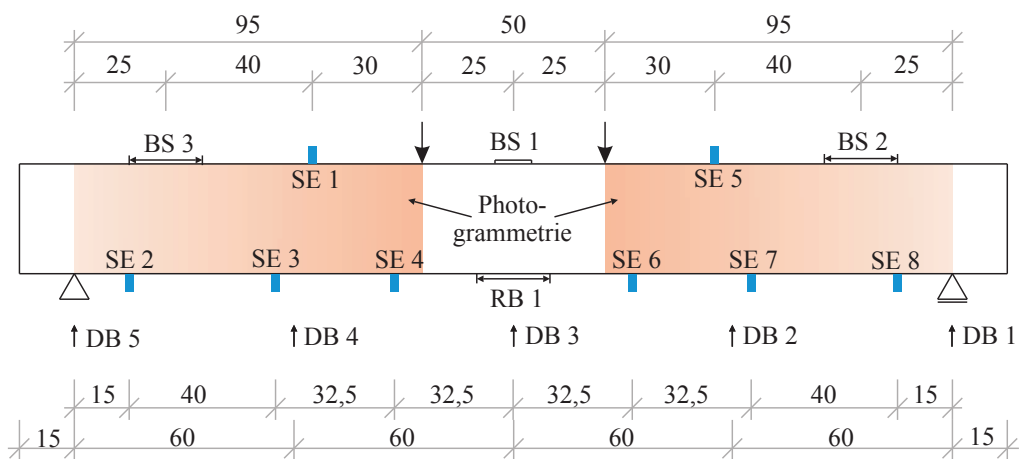
Abb. C.2.: Darstellung des Belastungsregimes für Balken BO01

C.2. Balken BO02

Bewehrungsführung Balken BO02



Messtechnik Balkenvorderseite



Messtechnik Balkenrückseite

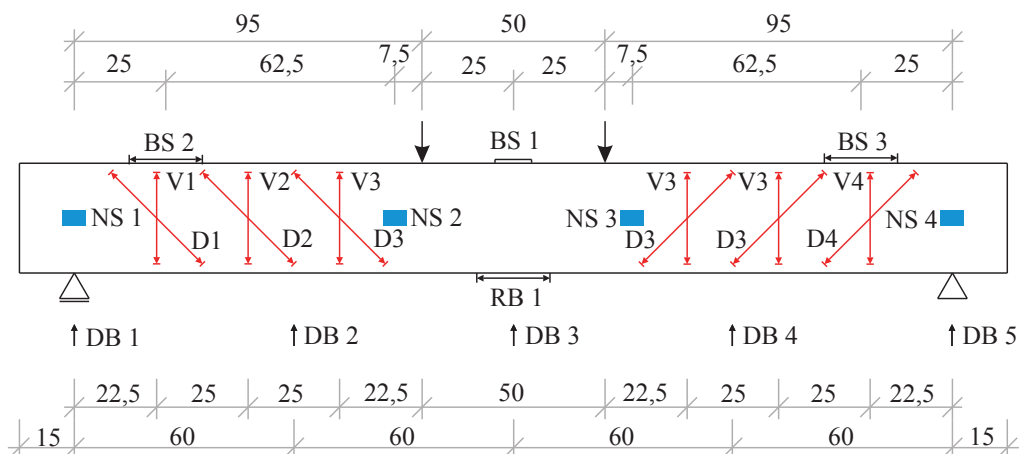


Abb. C.3.: Bewehrungsführung und Anordnung der Messtechnik für Balken BO02

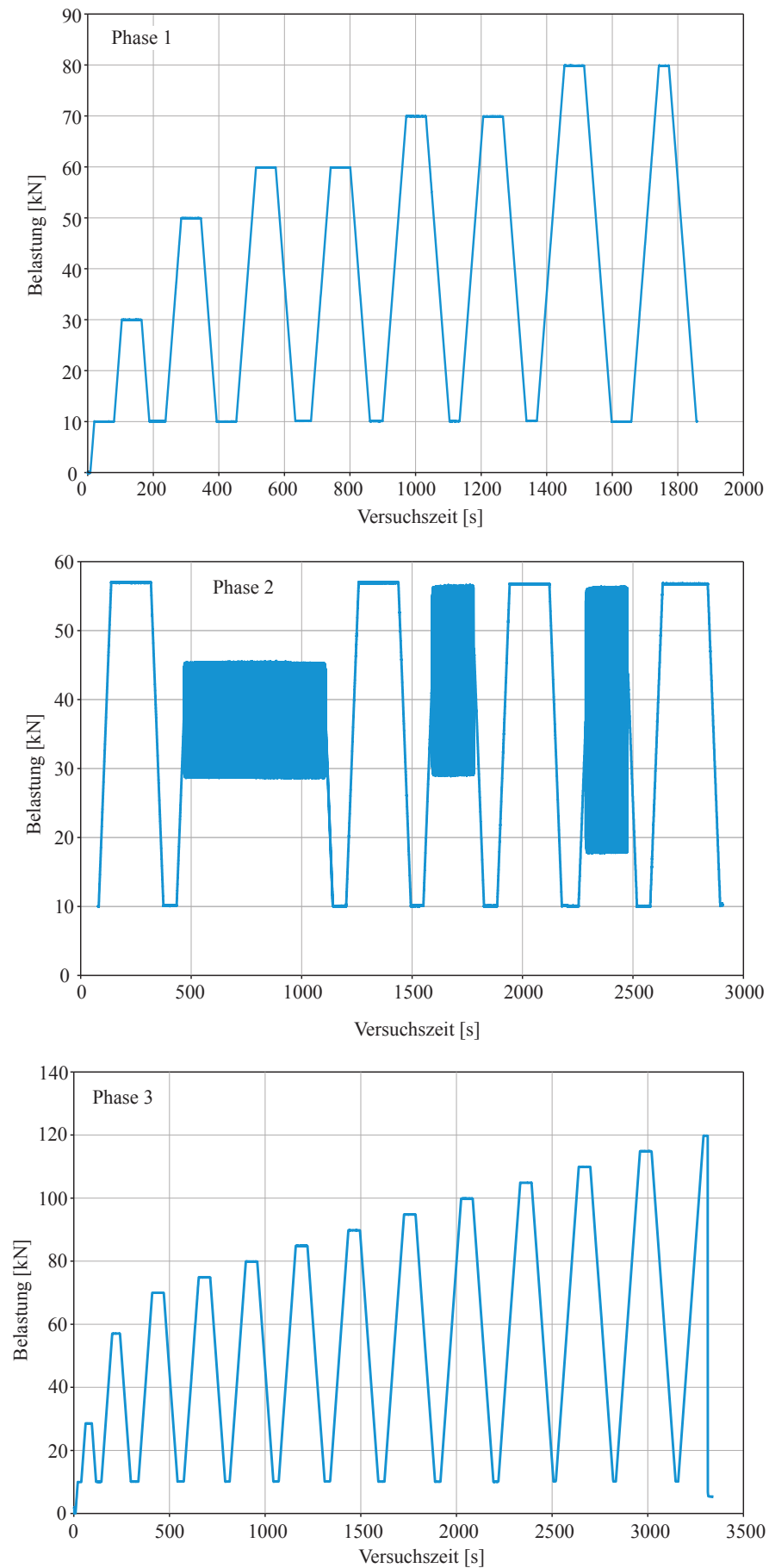


Abb. C.4.: Darstellung des Belastungsregimes für Balken BO02

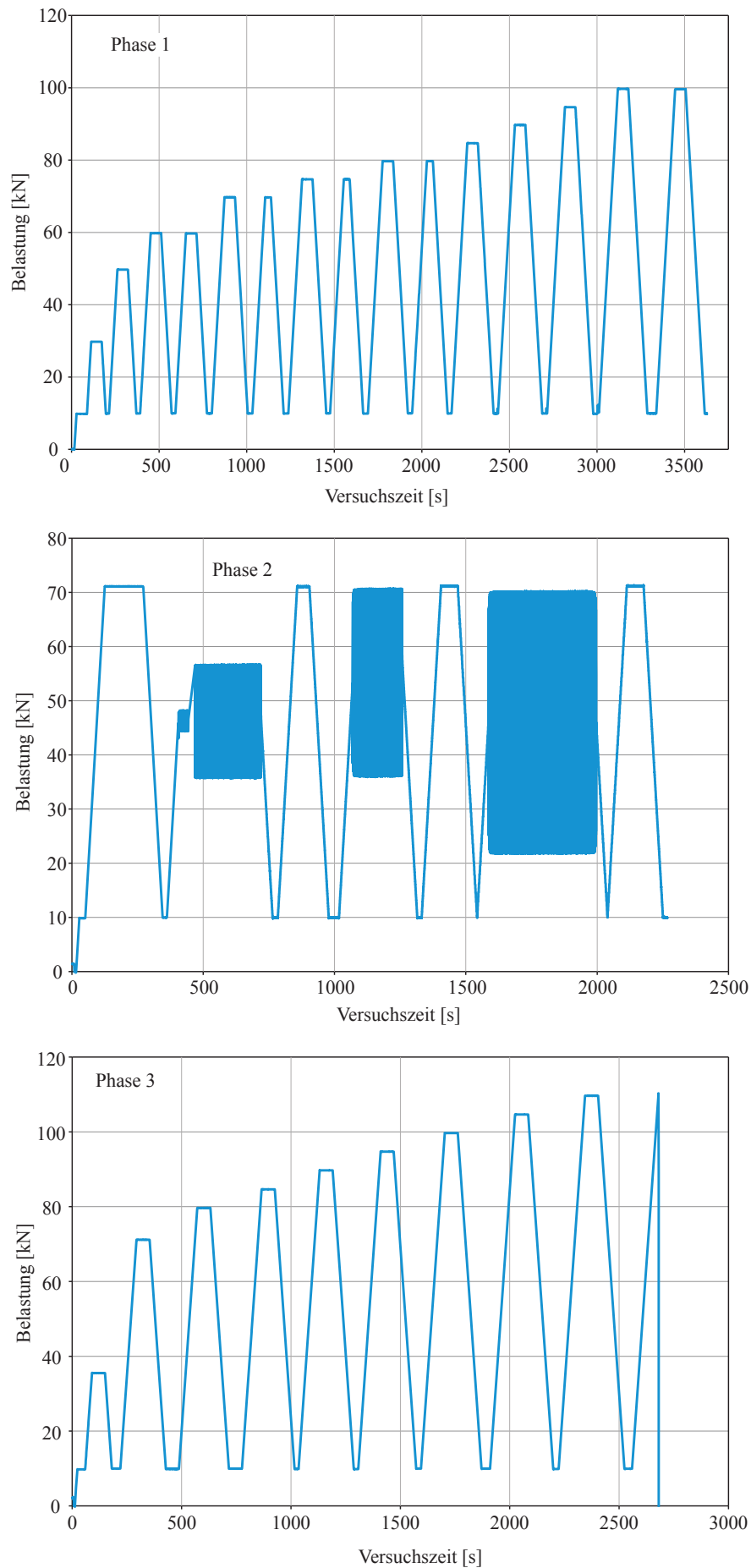
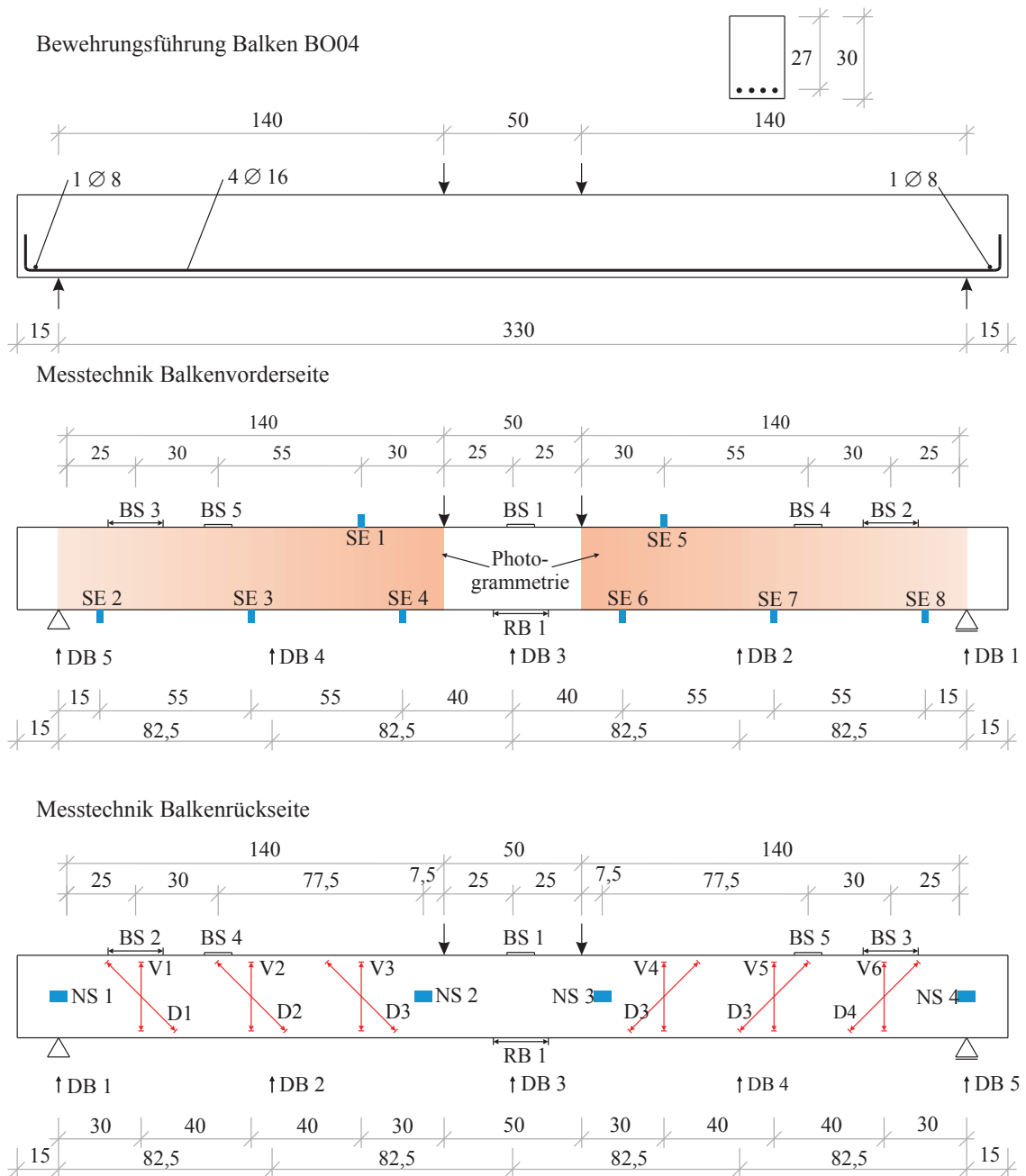


Abb. C.6.: Darstellung des Belastungsregimes für Balken BO03

C.4. Balken BO04



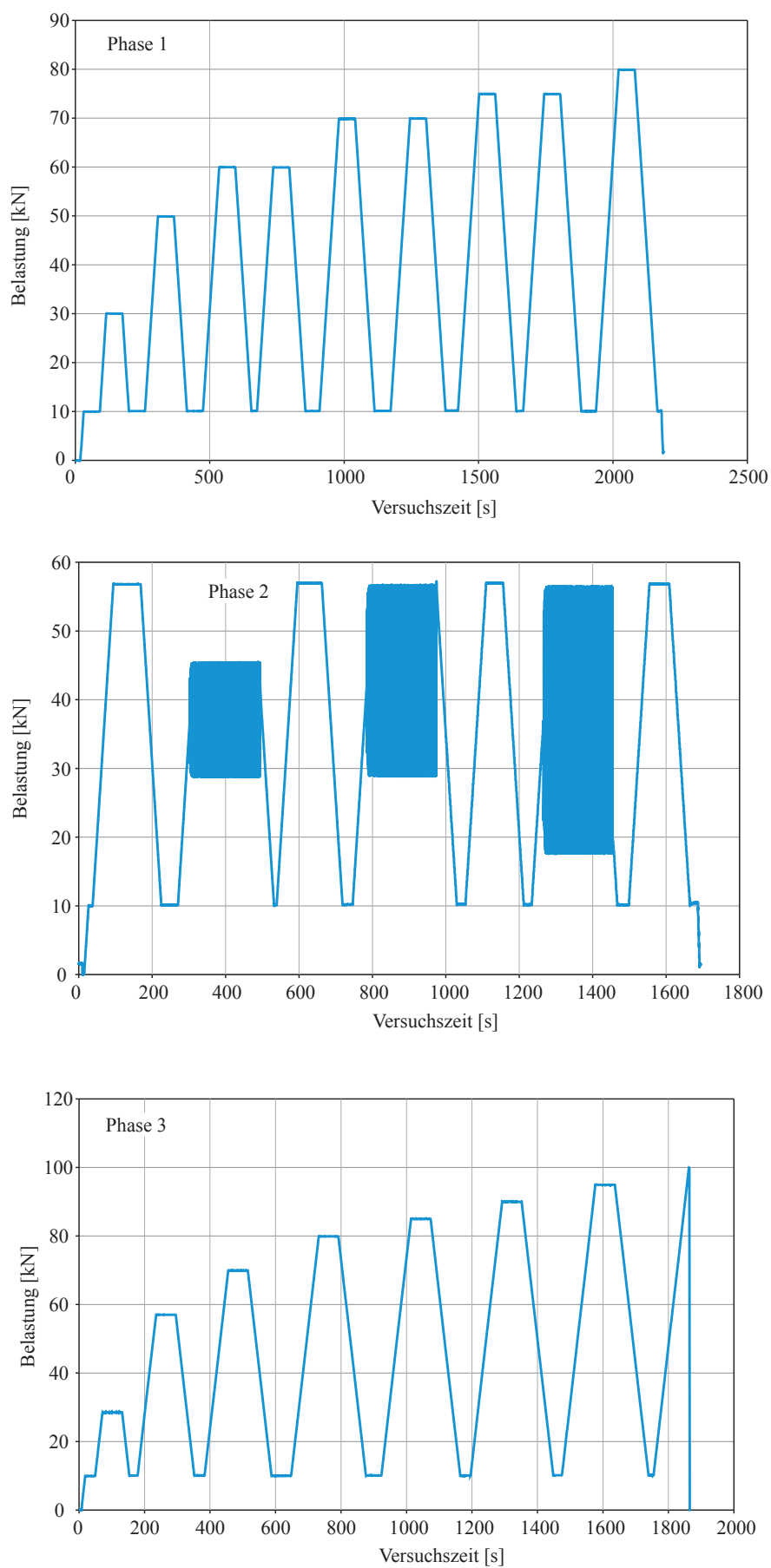
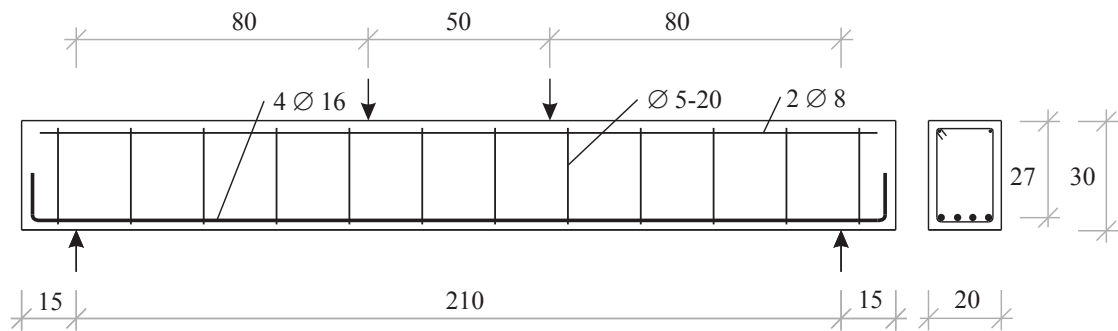


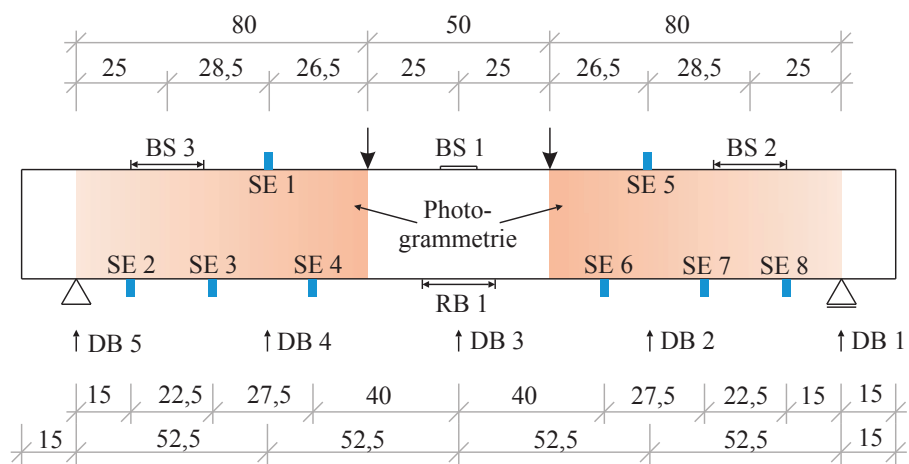
Abb. C.8.: Darstellung des Belastungsregimes für Balken BO04

C.5. Balken BQ01

Bewehrungsführung Balken BQ01



Messtechnik Balkenvorderseite



Messtechnik Balkenrückseite

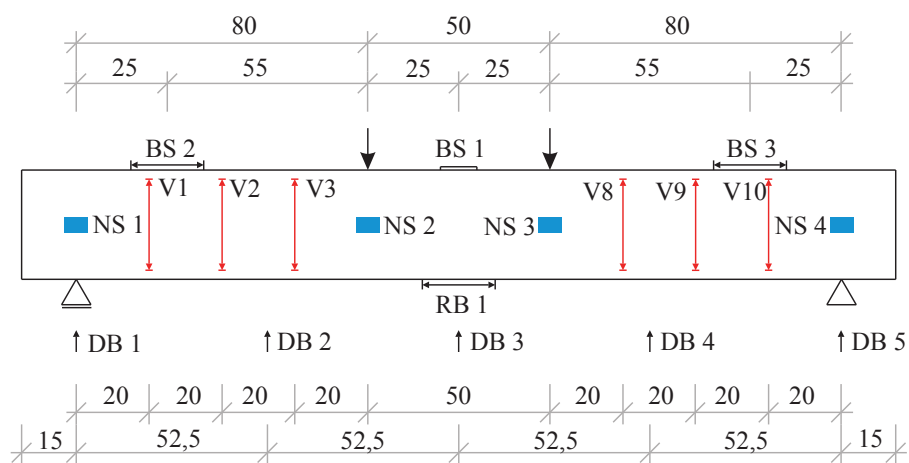


Abb. C.9.: Bewehrungsführung und Anordnung der Messtechnik für Balken BQ01

C. Anhang Versuchsdurchführung

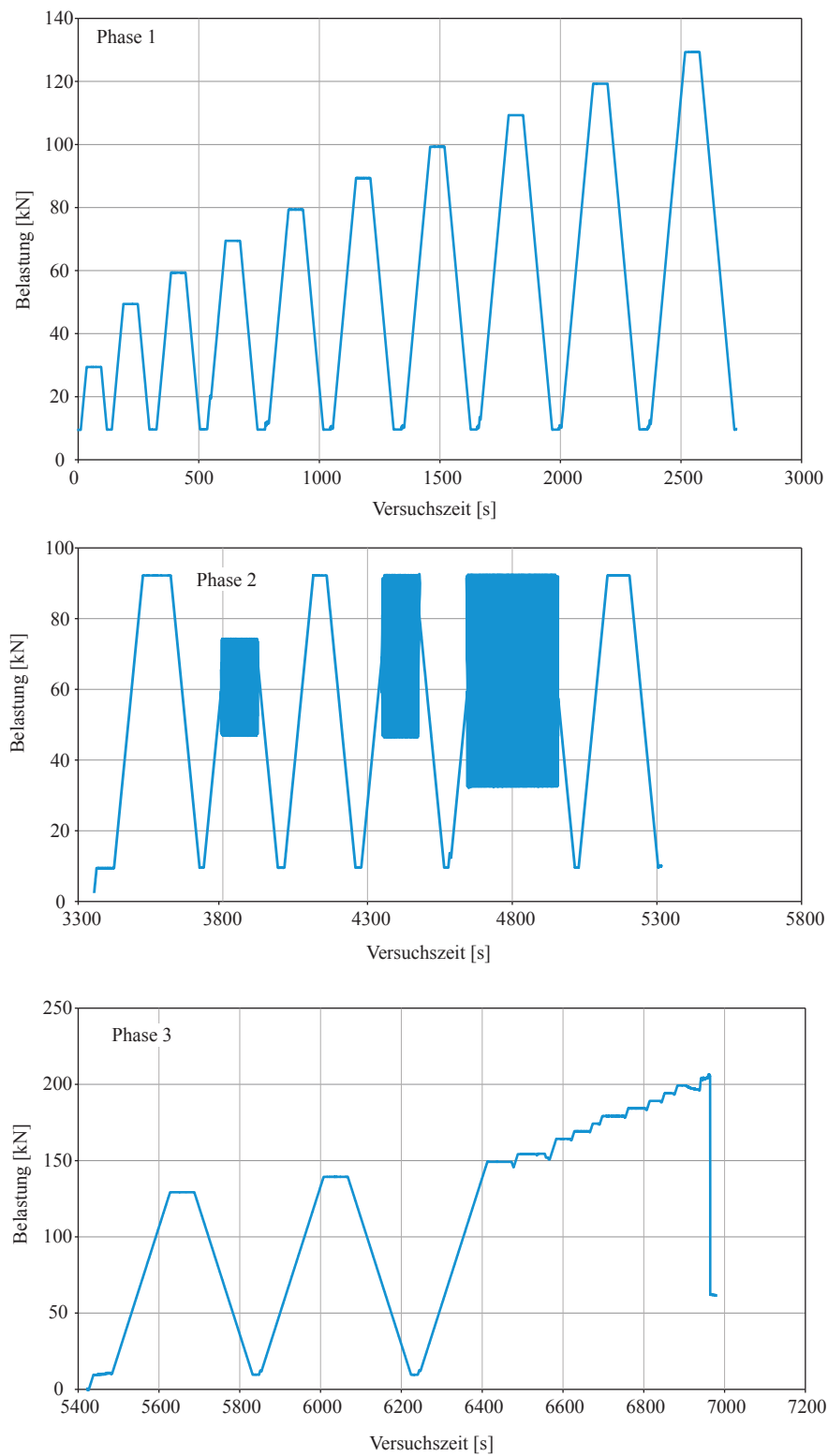
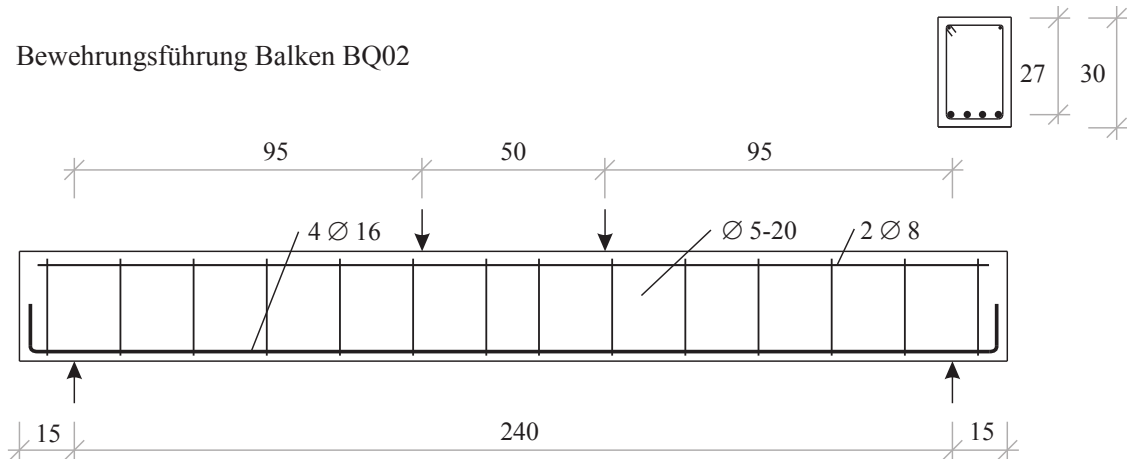


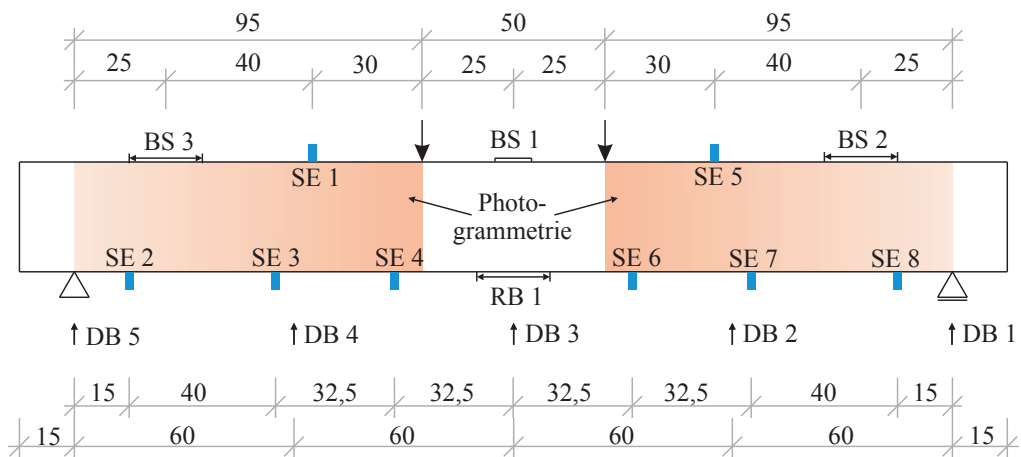
Abb. C.10.: Darstellung des Belastungsregimes für Balken BQ01

C.6. Balken BQ02

Bewehrungsführung Balken BQ02



Messtechnik Balkenvorderseite



Messtechnik Balkenrückseite

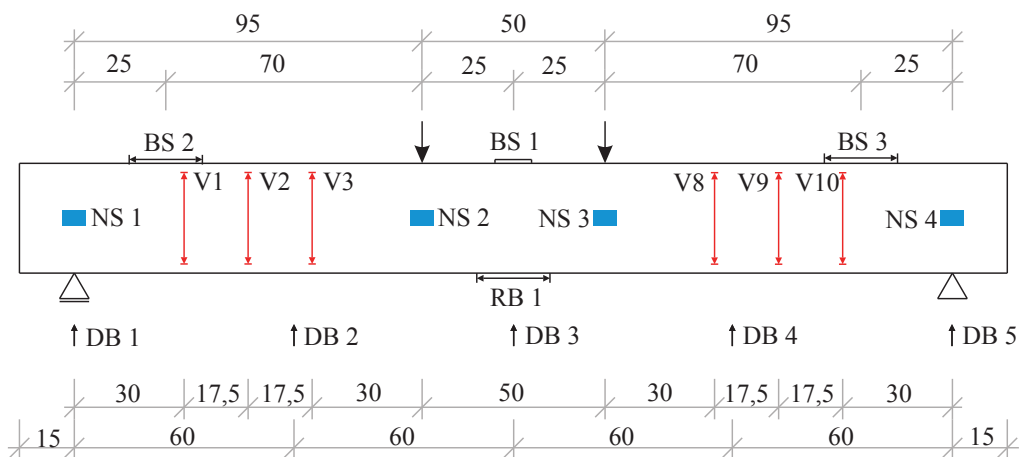


Abb. C.11.: Bewehrungsführung und Anordnung der Messtechnik für Balken BQ02

C. Anhang Versuchsdurchführung

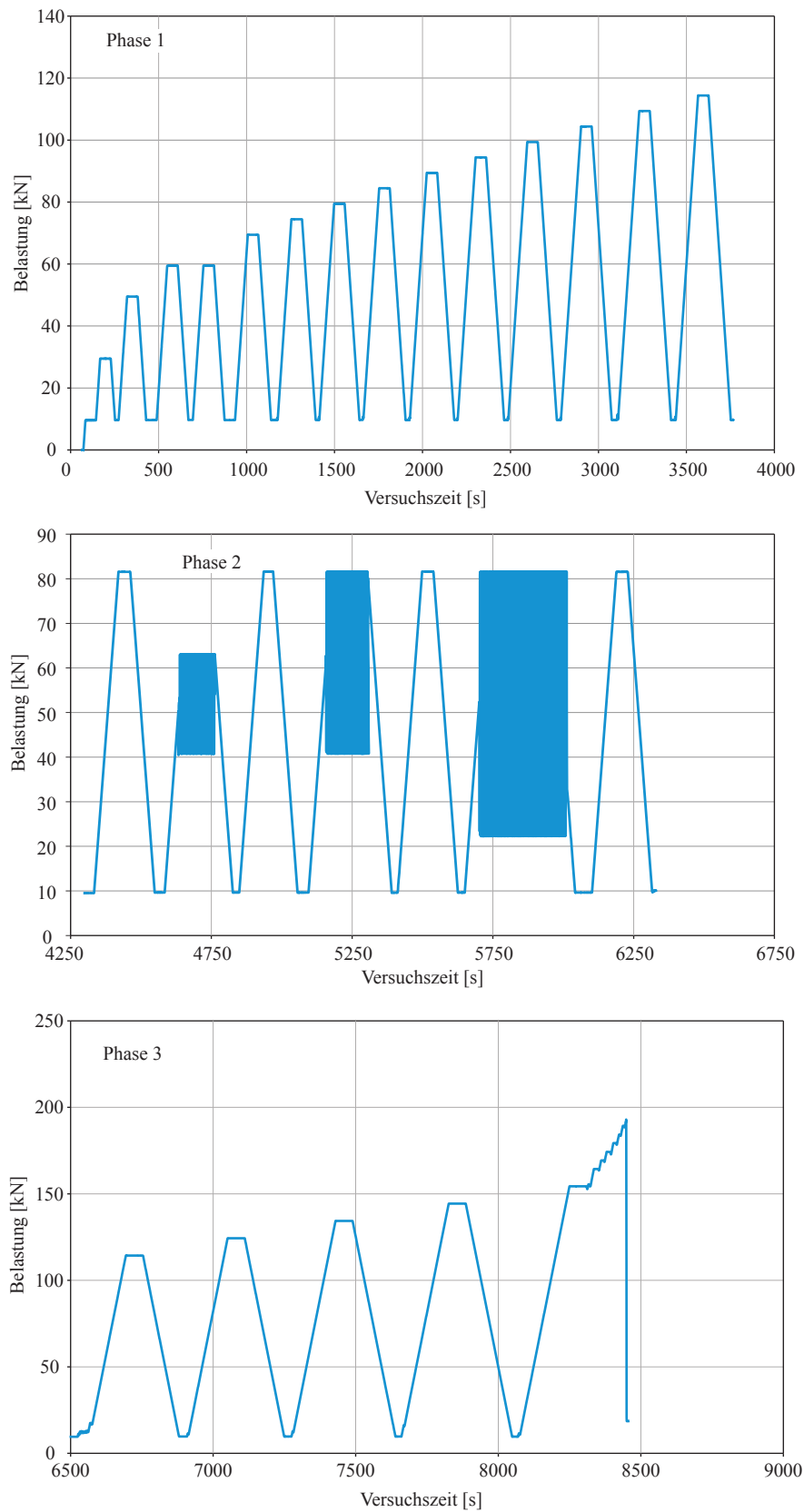


Abb. C.12.: Darstellung des Belastungsregimes für Balken BQ02

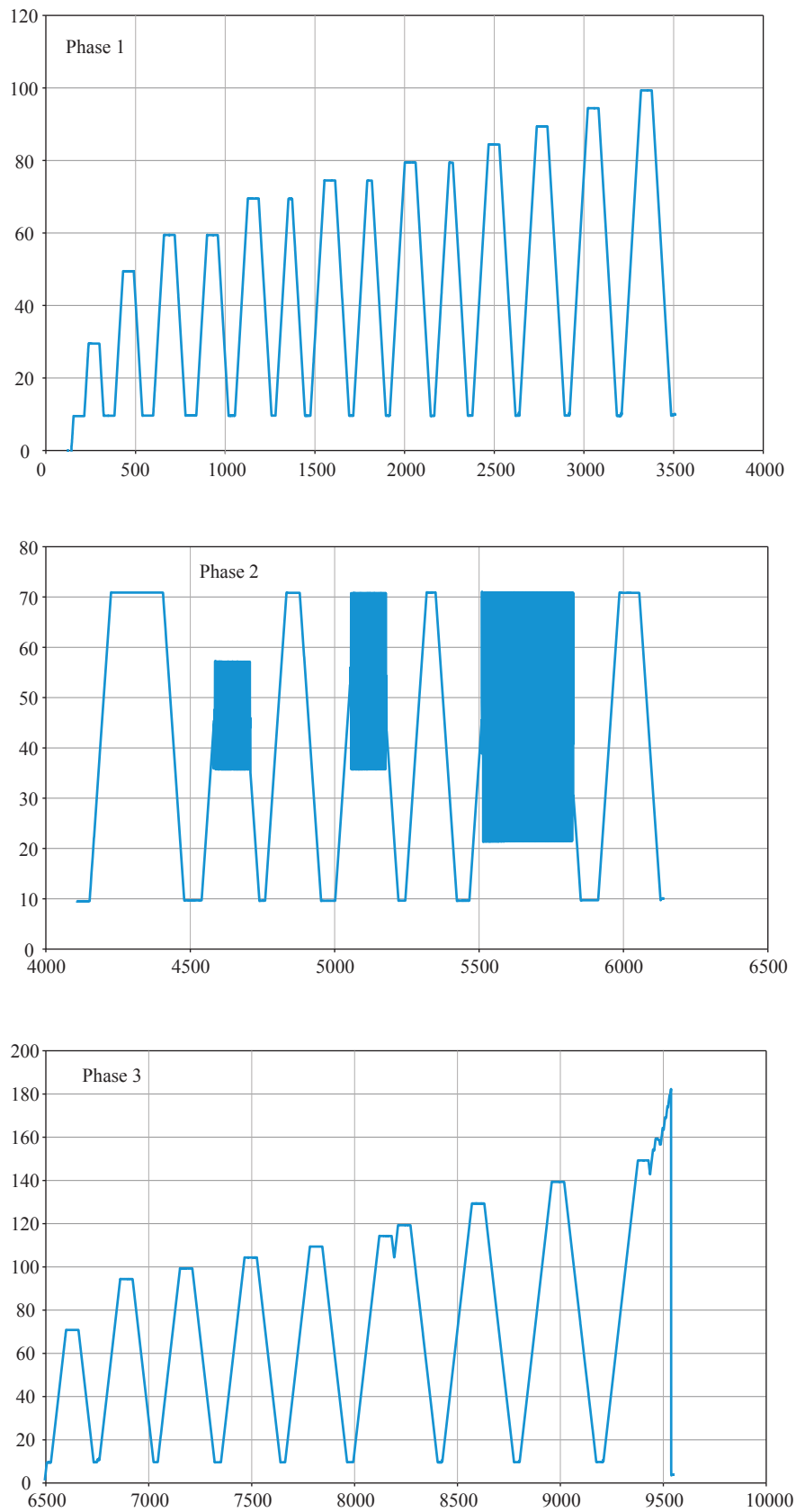


Abb. C.14.: Darstellung des Belastungsregimes für Balken BQ03

C.8. Balken BQ04

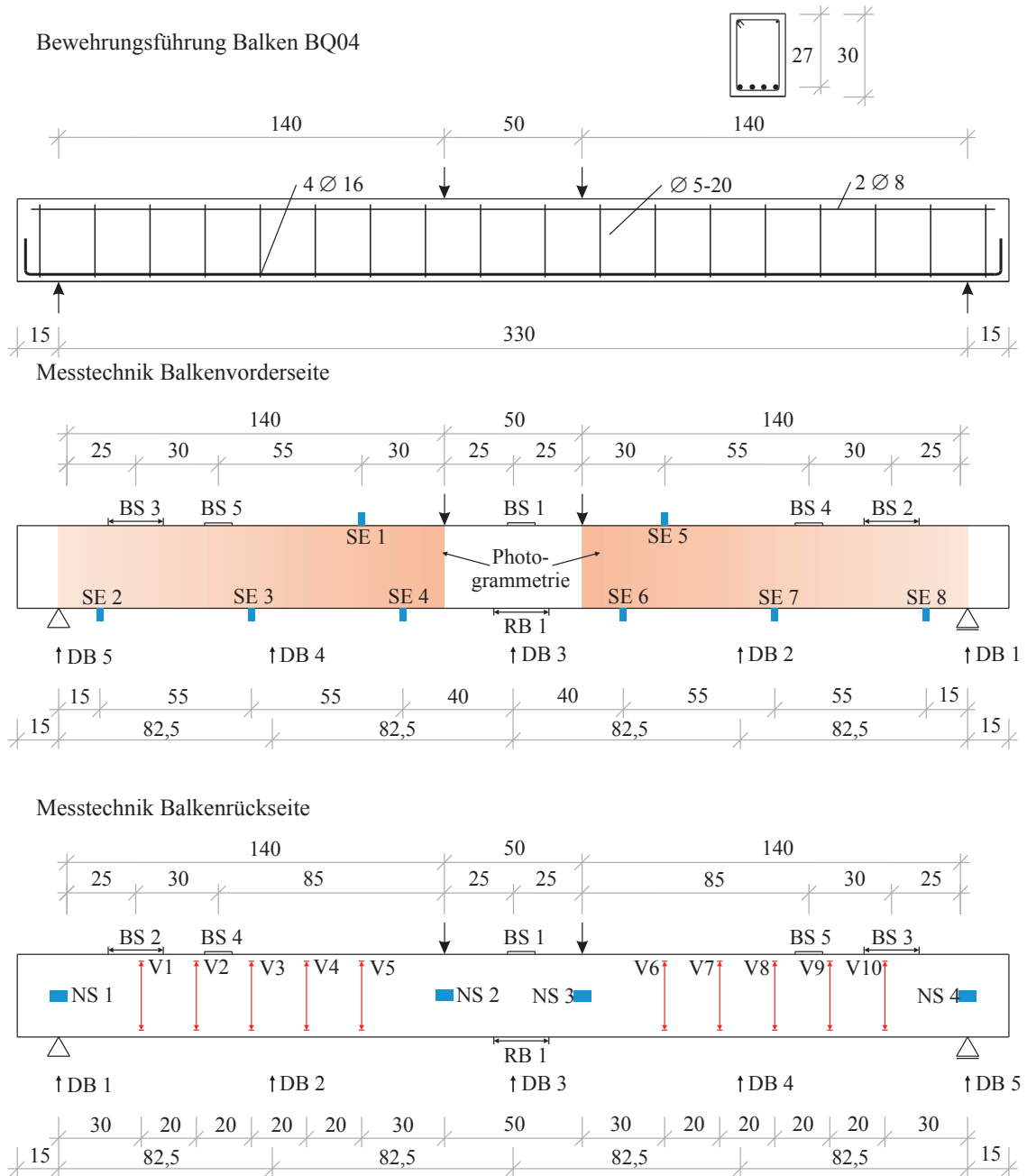


Abb. C.15.: Bewehrungsführung und Anordnung der Messtechnik für Balken BQ04

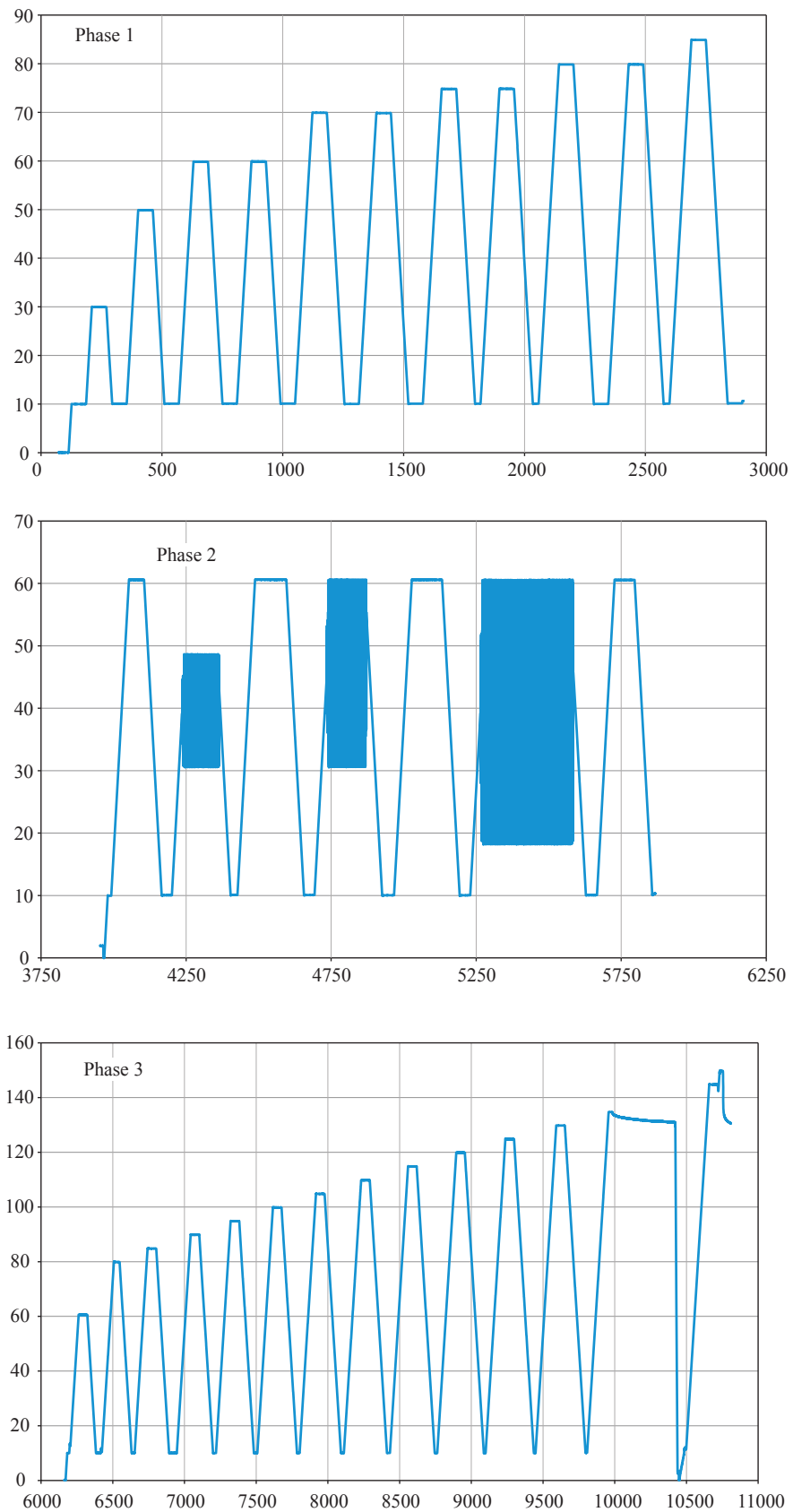
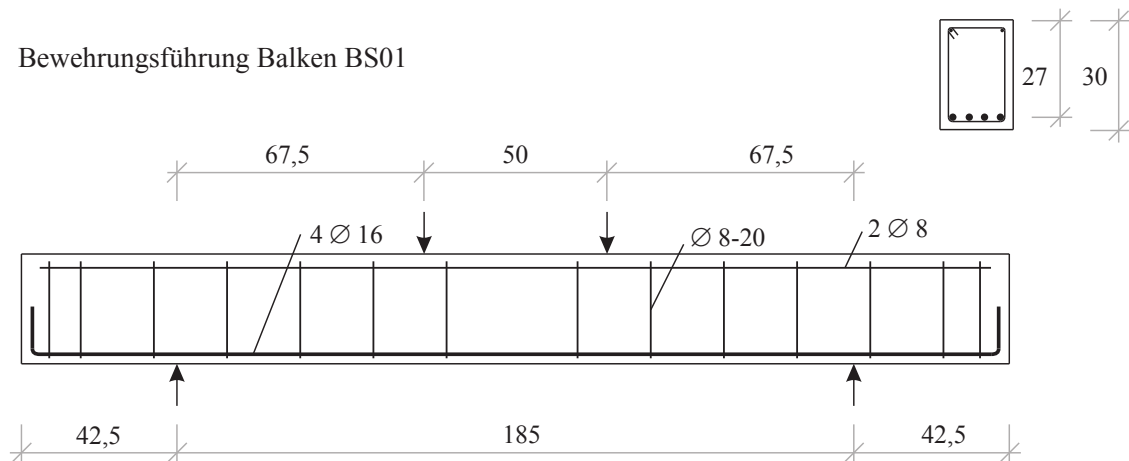


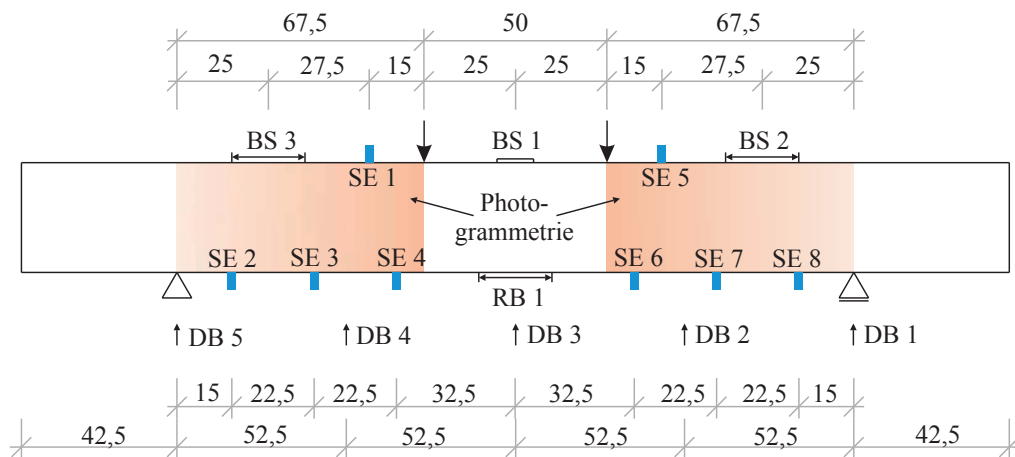
Abb. C.16.: Darstellung des Belastungsregimes für Balken BQ04

C.9. Balken BS01

Bewehrungsführung Balken BS01



Messtechnik Balkenvorderseite



Messtechnik Balkenrückseite

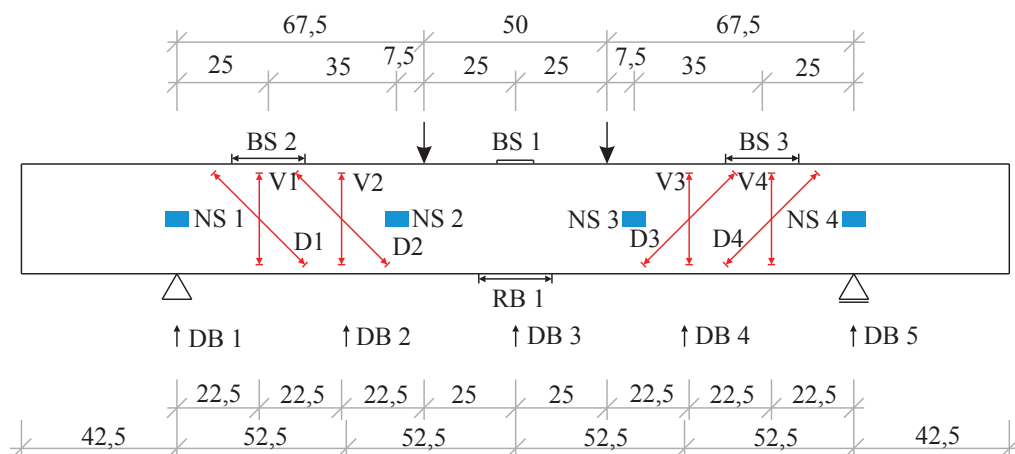
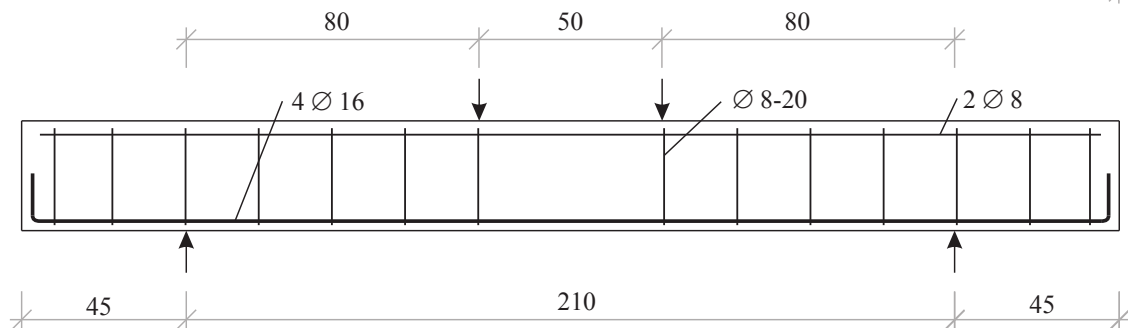


Abb. C.17.: Bewehrungsführung und Anordnung der Messtechnik für Balken BS01

A diagram of a rectangular frame. The frame is represented by a double-line border. Inside the frame, there are four small circles at the bottom and two small circles at the top left corner. To the right of the frame, there are two vertical dimension lines. The first dimension line is labeled '27' and the second dimension line is labeled '30'.



226

C.11. Balken BS03

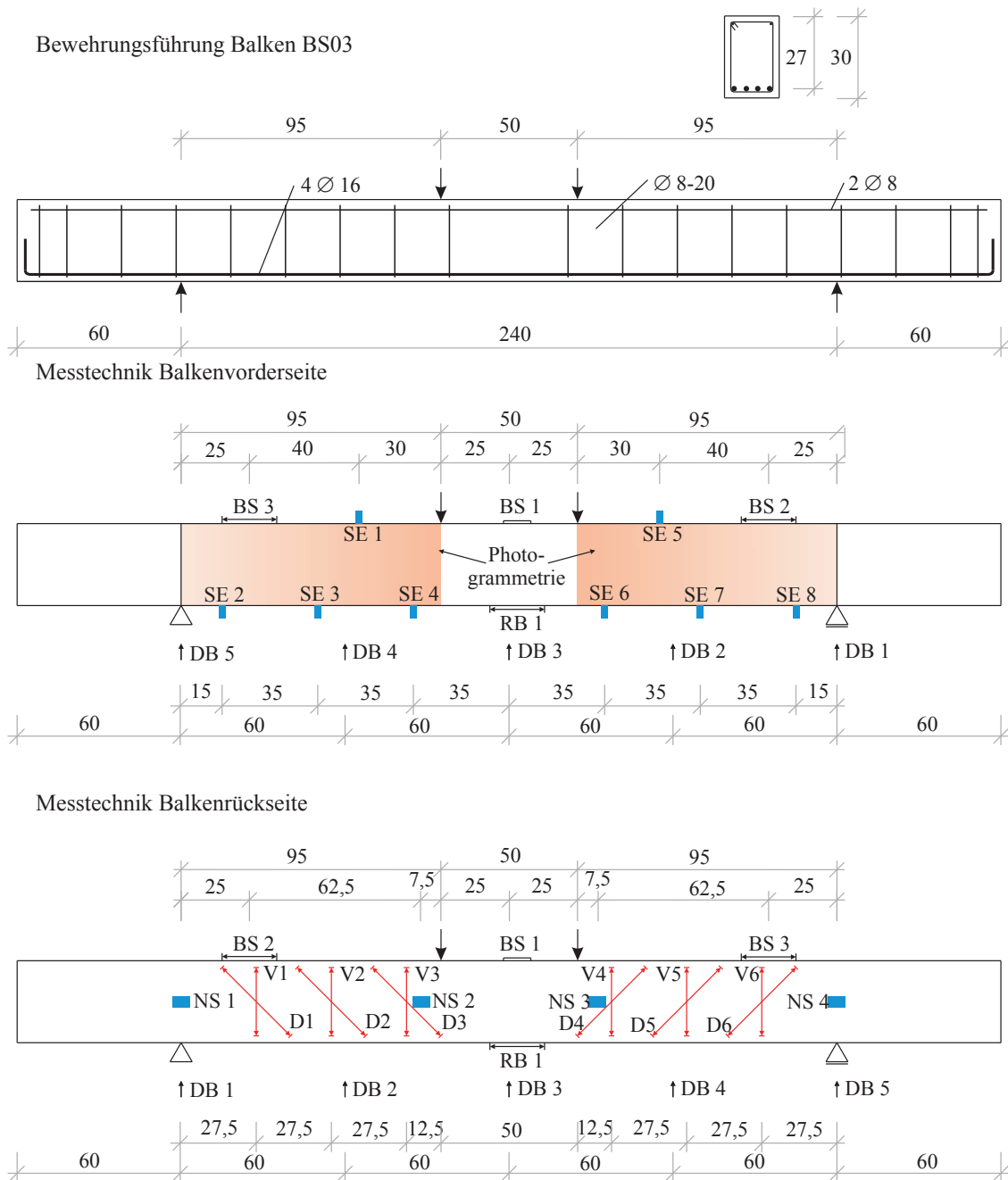


Abb. C.19.: Bewehrungsführung und Anordnung der Messtechnik für Balken BS03

C.12. Belastungsregime für die Balken BS01, BS02 und BS03

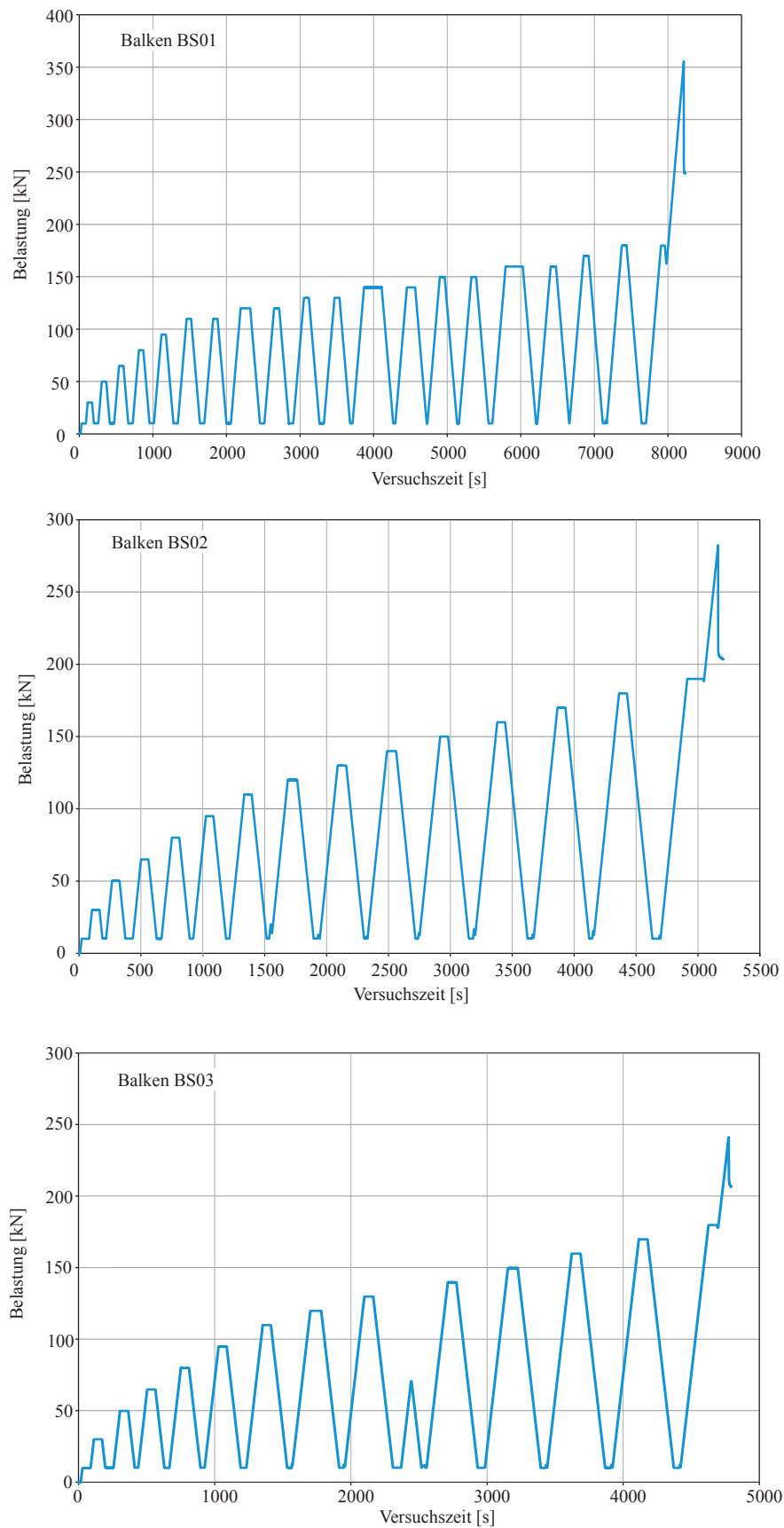
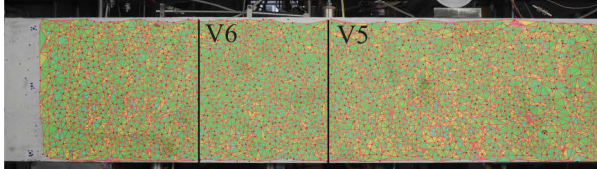


Abb. C.20.: Darstellung des Belastungsregimes für die Balken BS

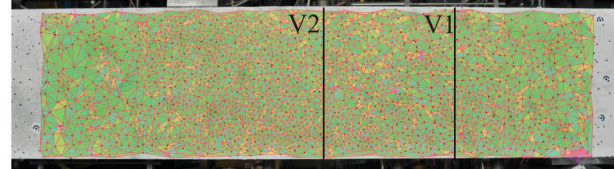
D. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BO

D.1. Balken BO01

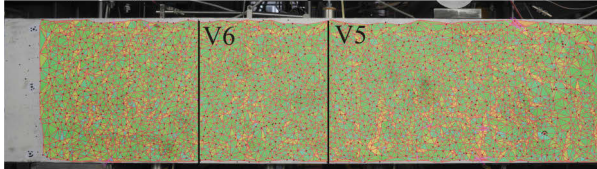
$P=30,8 \text{ kN}$, $t=255 \text{ s}$, DSC 4791



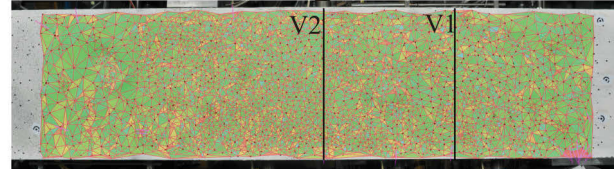
$P=30,8 \text{ kN}$, $t=255 \text{ s}$, DSC 2438



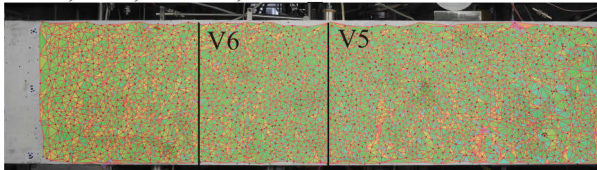
$P=35,7 \text{ kN}$, $t=261 \text{ s}$, DSC 4794



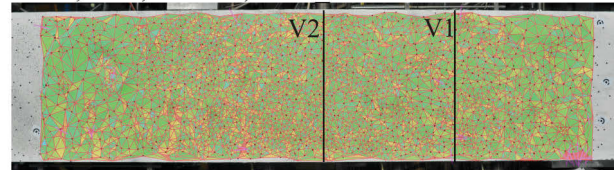
$P=35,7 \text{ kN}$, $t=261 \text{ s}$, DSC 2441



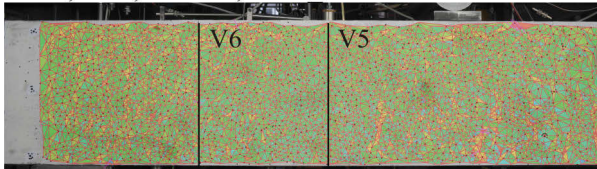
$P=40,7 \text{ kN}$, $t=267 \text{ s}$, DSC 4797



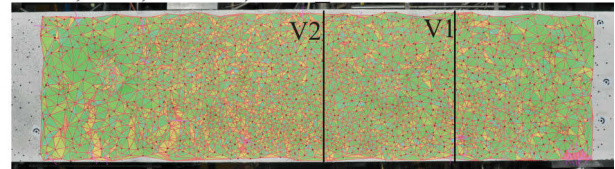
$P=40,7 \text{ kN}$, $t=267 \text{ s}$, DSC 2444



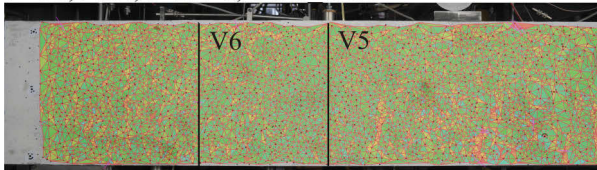
$P=45,7 \text{ kN}$, $t=273 \text{ s}$, DSC 4800



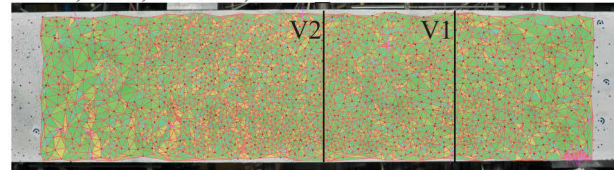
$P=45,7 \text{ kN}$, $t=273 \text{ s}$, DSC 2447



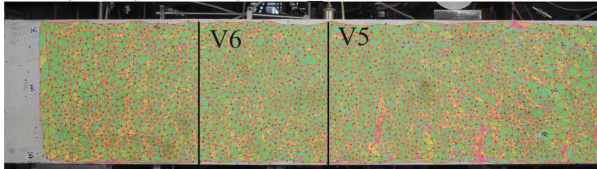
$P=50,0 \text{ kN}$, $t=279 \text{ s}$, DSC 4803



$P=50,0 \text{ kN}$, $t=279 \text{ s}$, DSC 2450



$P=50,0 \text{ kN}$, $t=338 \text{ s}$, DSC 4833



$P=50,0 \text{ kN}$, $t=338 \text{ s}$, DSC 2480

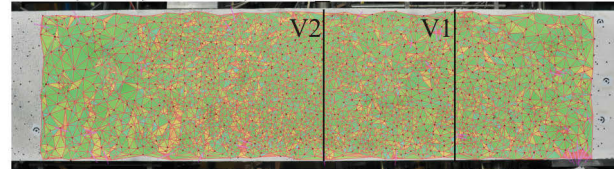


Abb. D.1.: Photogrammetrische Auswertung der Biegerissentwicklung von Balken BO01

D. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BO

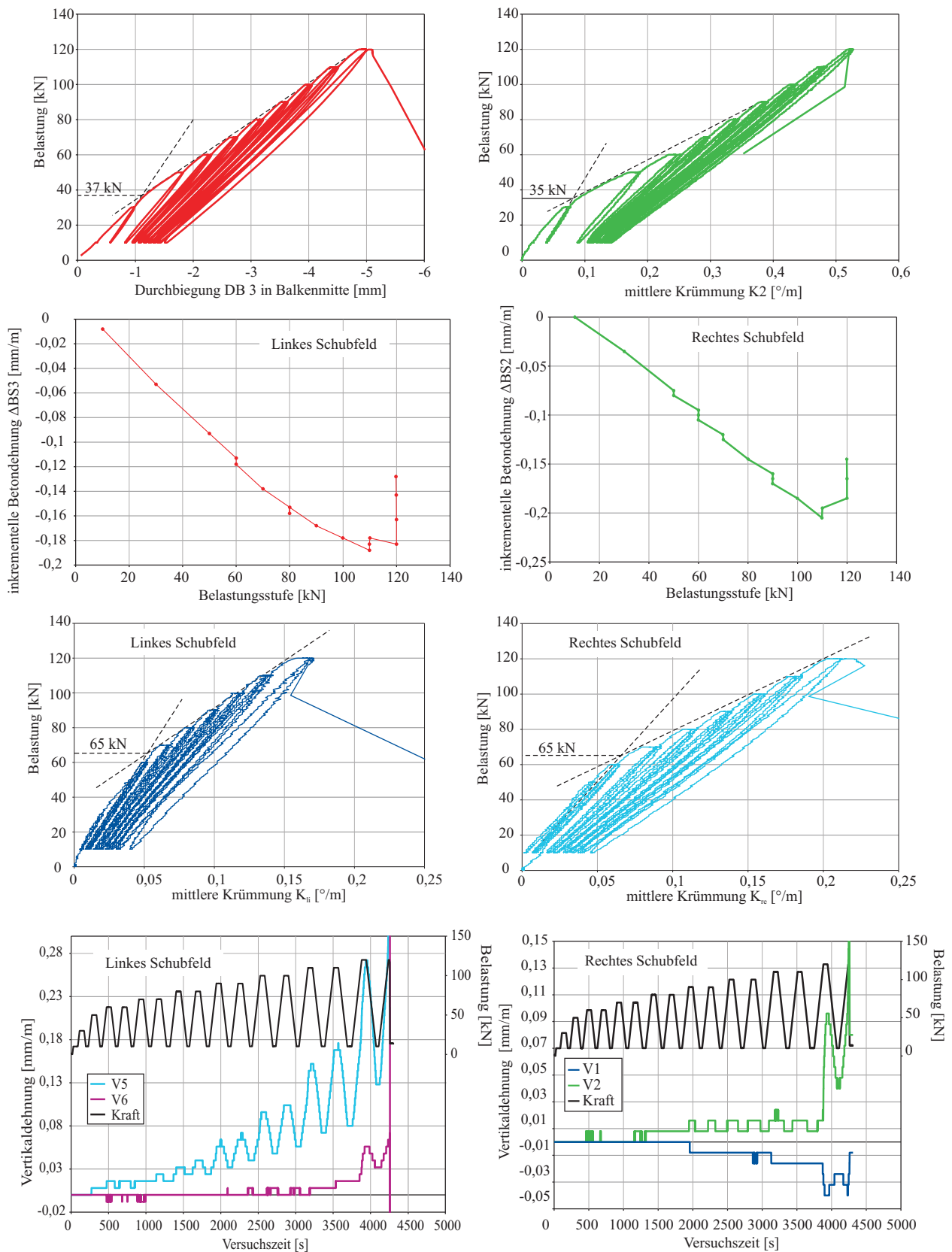


Abb. D.2.: Ergebnisse der Verformungsmessungen bei Balken BO01

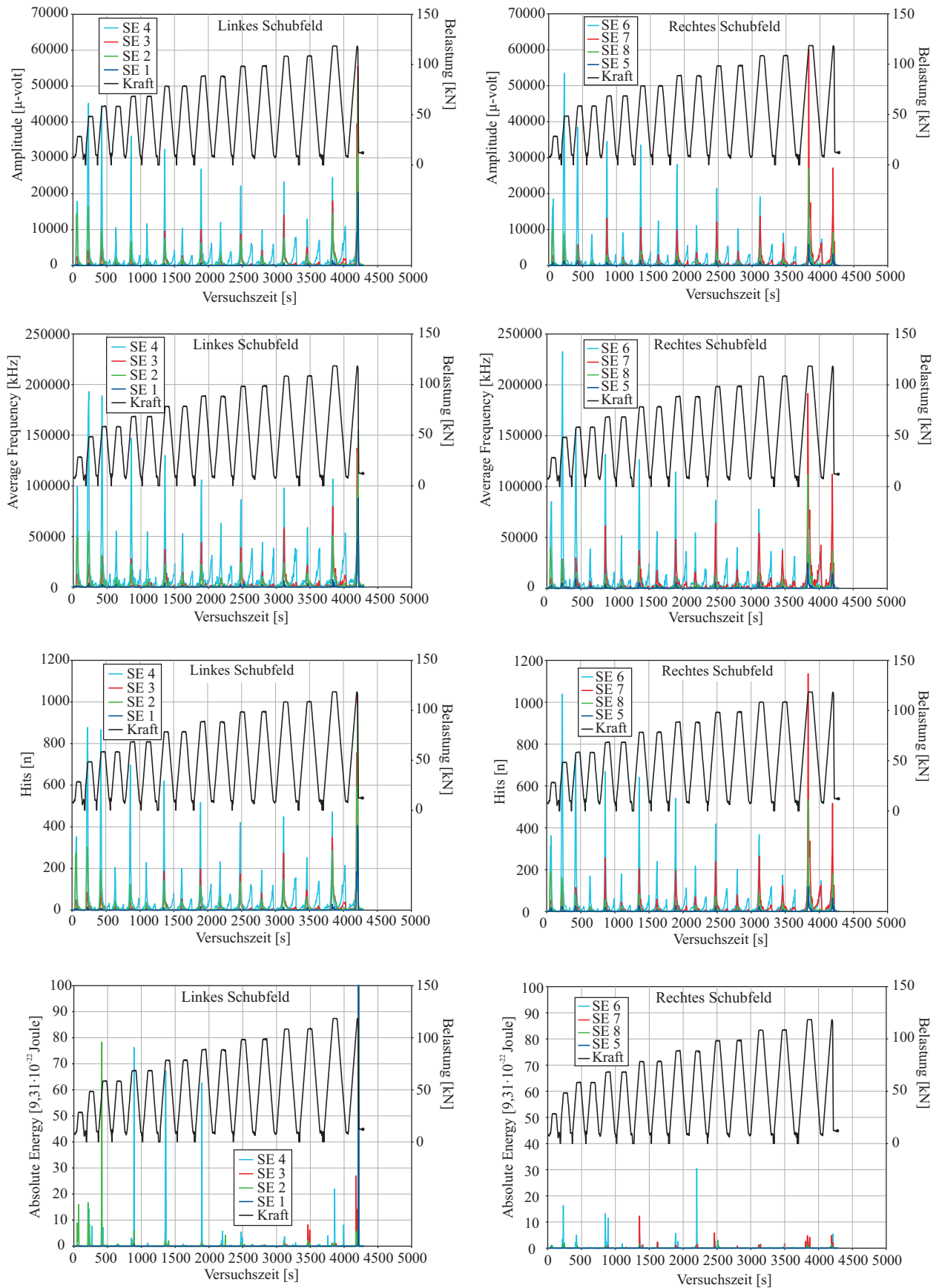
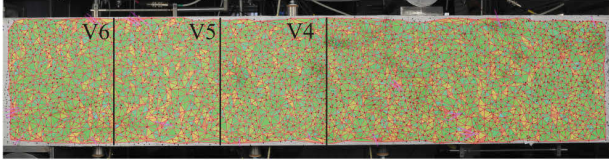


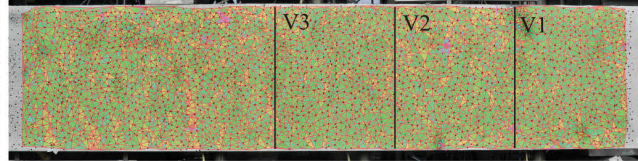
Abb. D.3.: Ergebnisse der SEA für Balken BO01

D.2. Balken BO02

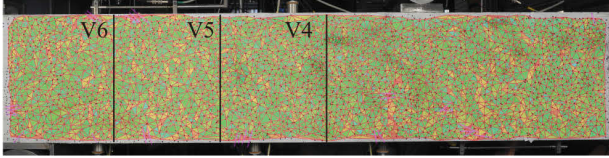
$P=30,6 \text{ kN}$, $t=262 \text{ s}$, DSC 6989



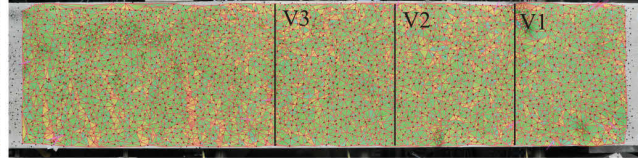
$P=30,6 \text{ kN}$, $t=262 \text{ s}$, DSC 4637



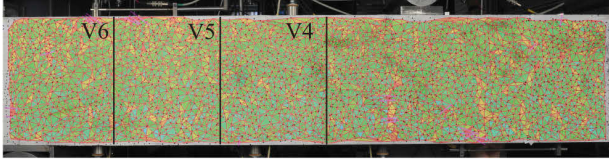
$P=35,6 \text{ kN}$, $t=268 \text{ s}$, DSC 6992



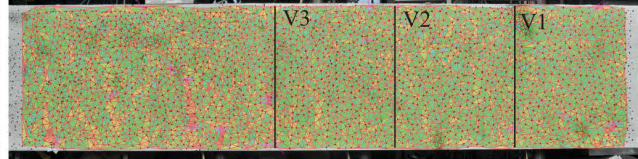
$P=35,6 \text{ kN}$, $t=268 \text{ s}$, DSC 4640



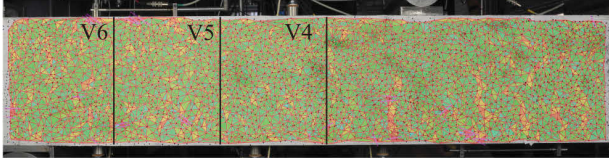
$P=40,6 \text{ kN}$, $t=274 \text{ s}$, DSC 6995



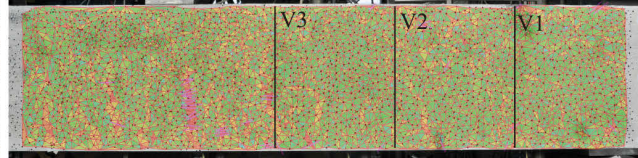
$P=40,6 \text{ kN}$, $t=274 \text{ s}$, DSC 4643



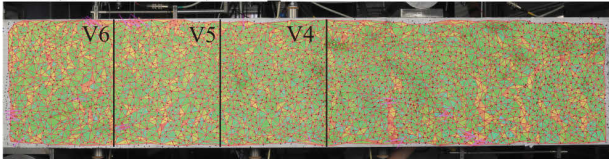
$P=45,5 \text{ kN}$, $t=280 \text{ s}$, DSC 6998



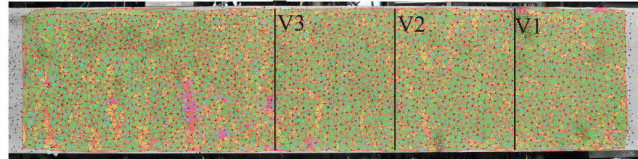
$P=45,5 \text{ kN}$, $t=280 \text{ s}$, DSC 4646



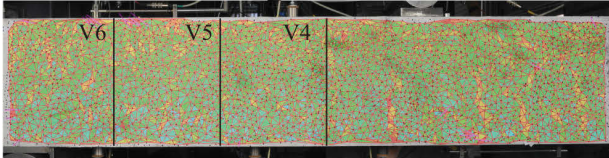
$P=50,0 \text{ kN}$, $t=286 \text{ s}$, DSC 7001



$P=50,0 \text{ kN}$, $t=286 \text{ s}$, DSC 4649



$P=50,0 \text{ kN}$, $t=342 \text{ s}$, DSC 7030



$P=50,0 \text{ kN}$, $t=342 \text{ s}$, DSC 4677

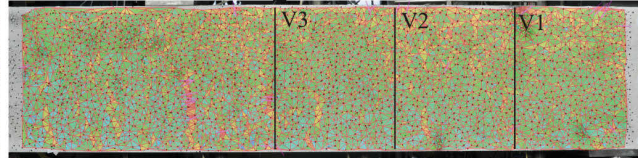


Abb. D.4.: Photogrammetrische Auswertung der Biegerissentwicklung von Balken BO02

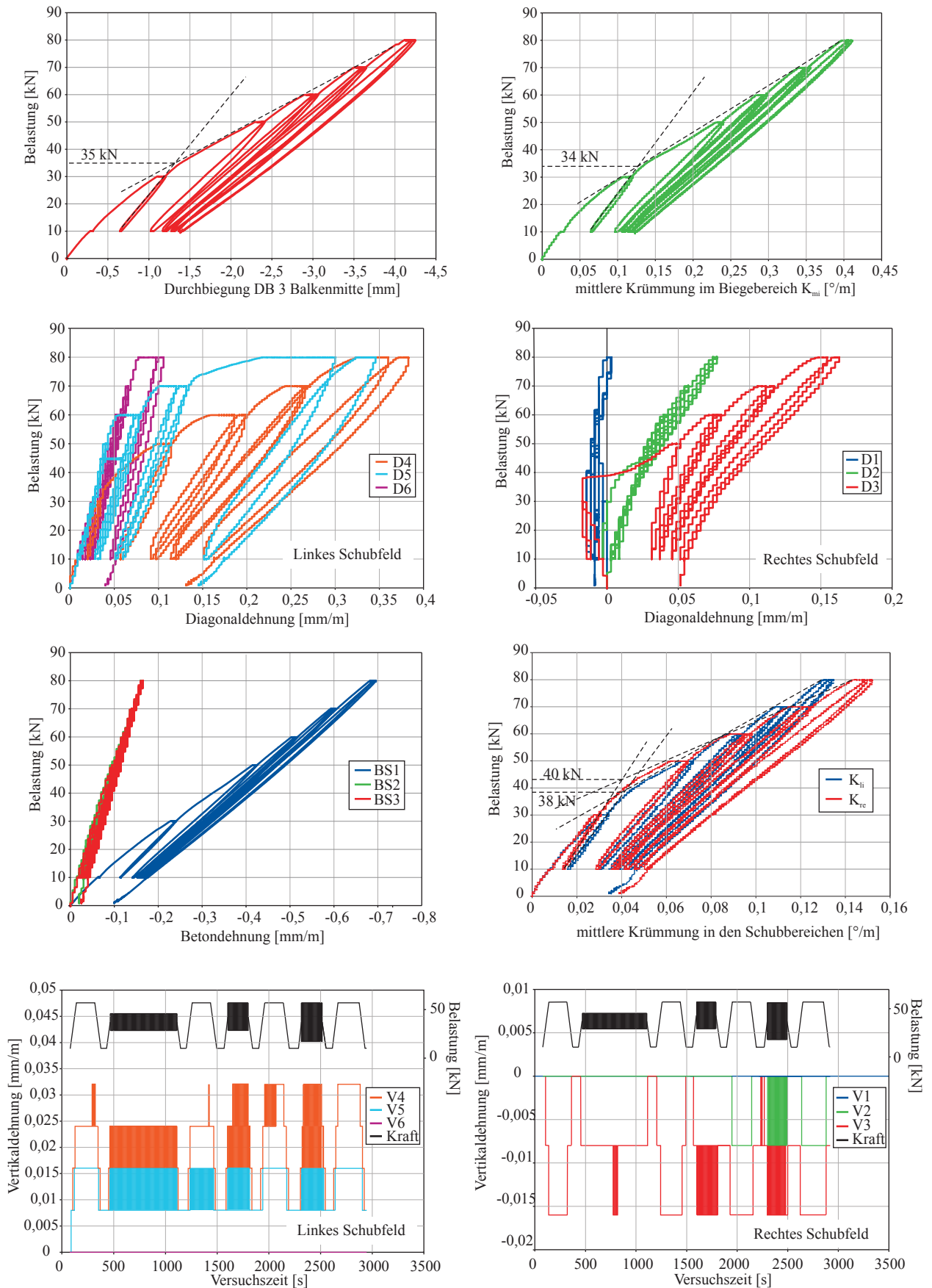


Abb. D.5.: Ergebnisse der Verformungsmessungen bei Balken BO02, Phase 1 und 2

D. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BO

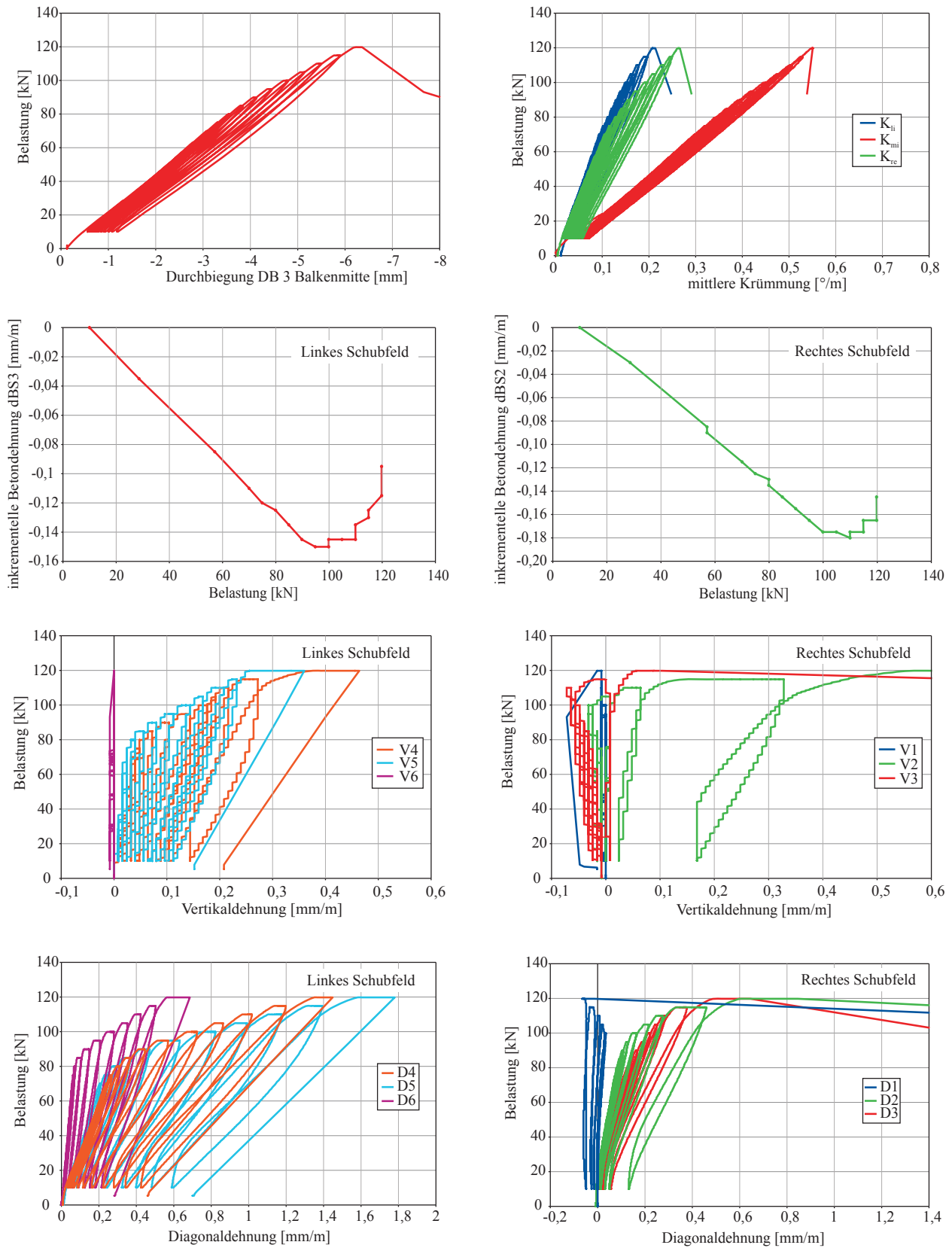


Abb. D.6.: Ergebnisse der Verformungsmessungen bei Balken BO02, Phase 3

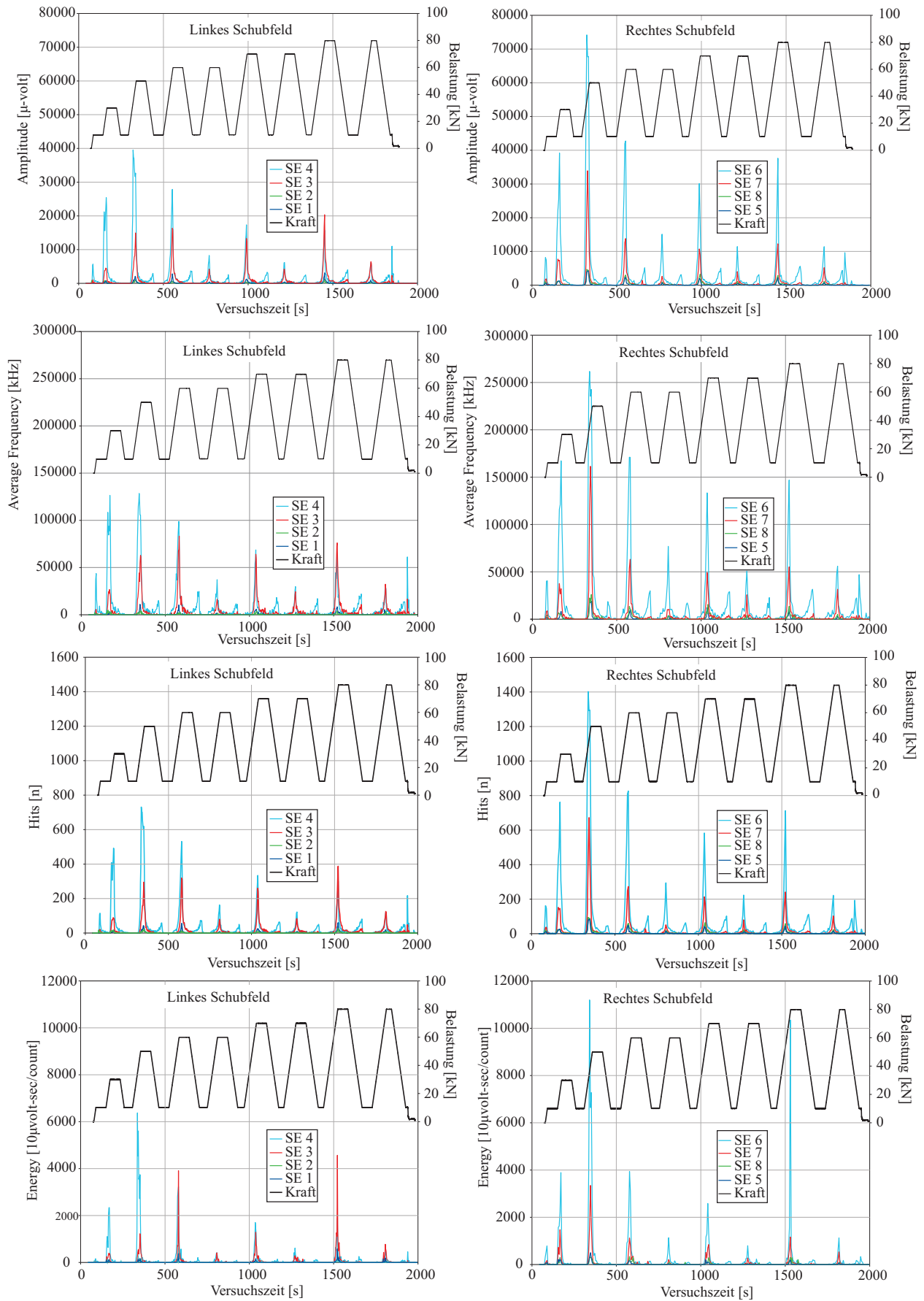


Abb. D.7.: Ergebnisse der SEA für Balken BO02, Phase 1

D. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BO

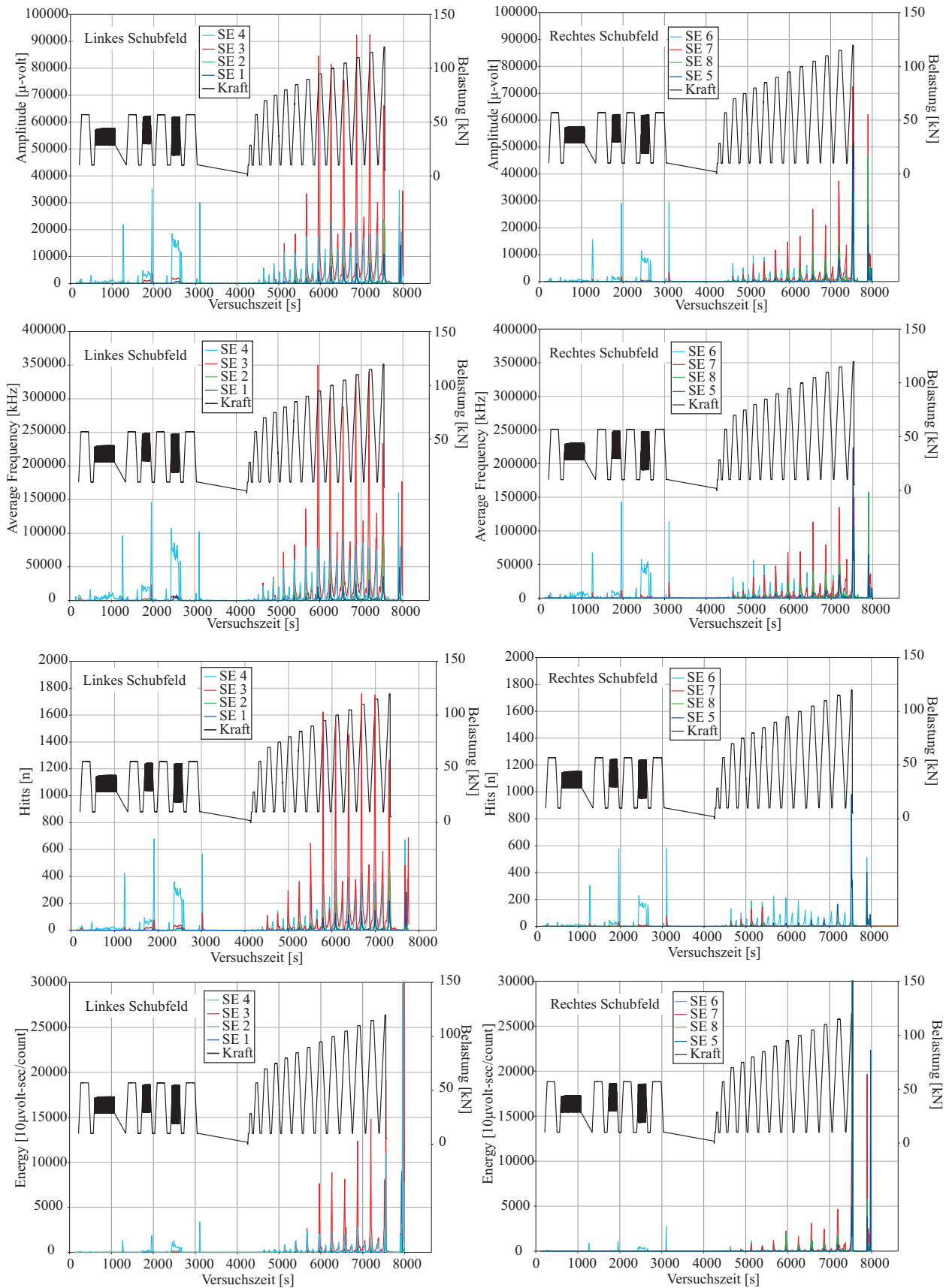


Abb. D.8.: Ergebnisse der SEA für Balken BO02, Phase 2 und 3

D.3. Balken BO03

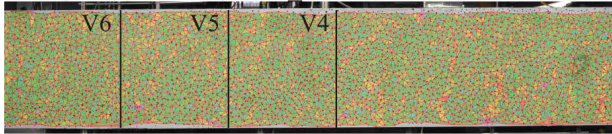
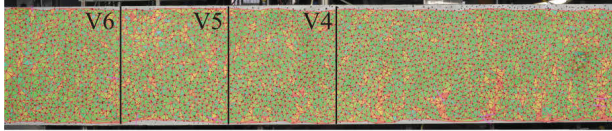
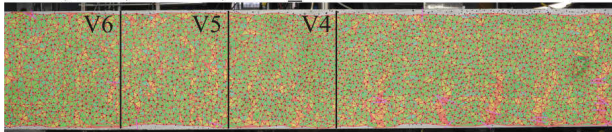
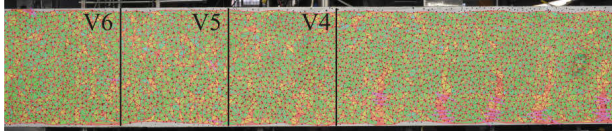
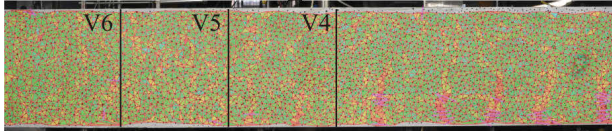
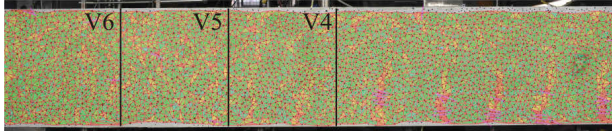
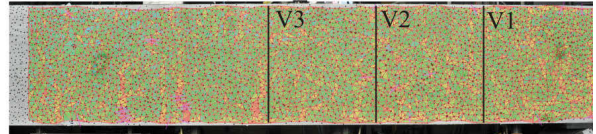
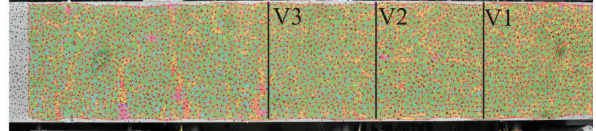
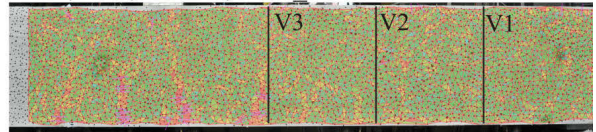
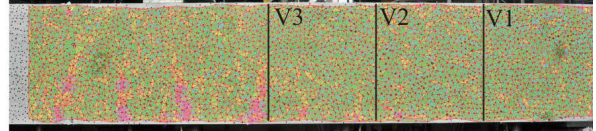
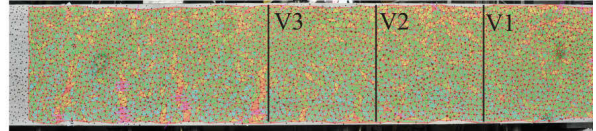
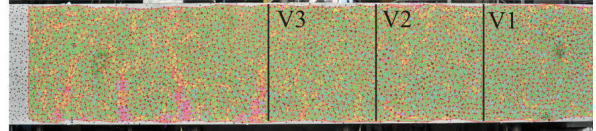
 $P=30,5 \text{ kN}$, $t=239 \text{ s}$, DSC 1108 $P=35,5 \text{ kN}$, $t=245 \text{ s}$, DSC 1111 $P=40,5 \text{ kN}$, $t=251 \text{ s}$, DSC 1114 $P=45,4 \text{ kN}$, $t=257 \text{ s}$, DSC 1117 $P=49,8 \text{ kN}$, $t=263 \text{ s}$, DSC 1120 $P=49,8 \text{ kN}$, $t=321 \text{ s}$, DSC 1149 $P=30,5 \text{ kN}$, $t=239 \text{ s}$, DSC 8759 $P=35,5 \text{ kN}$, $t=245 \text{ s}$, DSC 8762 $P=40,5 \text{ kN}$, $t=251 \text{ s}$, DSC 8765 $P=45,4 \text{ kN}$, $t=257 \text{ s}$, DSC 8768 $P=49,8 \text{ kN}$, $t=263 \text{ s}$, DSC 8771 $P=49, \text{ kN}$, $t=321 \text{ s}$, DSC 8800

Abb. D.9.: Photogrammetrische Auswertung der Biegerissentwicklung von Balken BO03

D. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BO

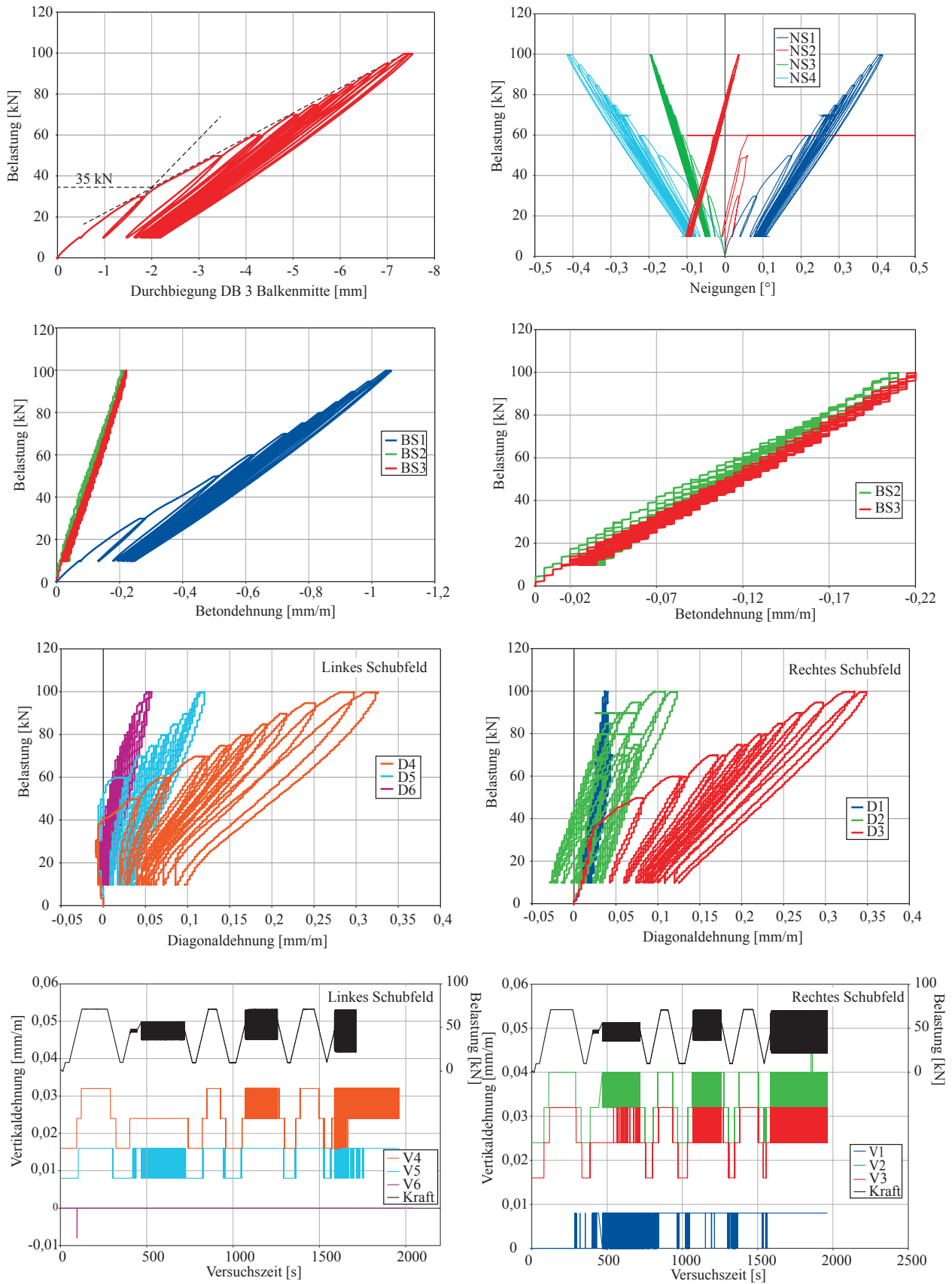


Abb. D.10.: Ergebnisse der Verformungsmessungen bei Balken BO03, Phase 1 und 2

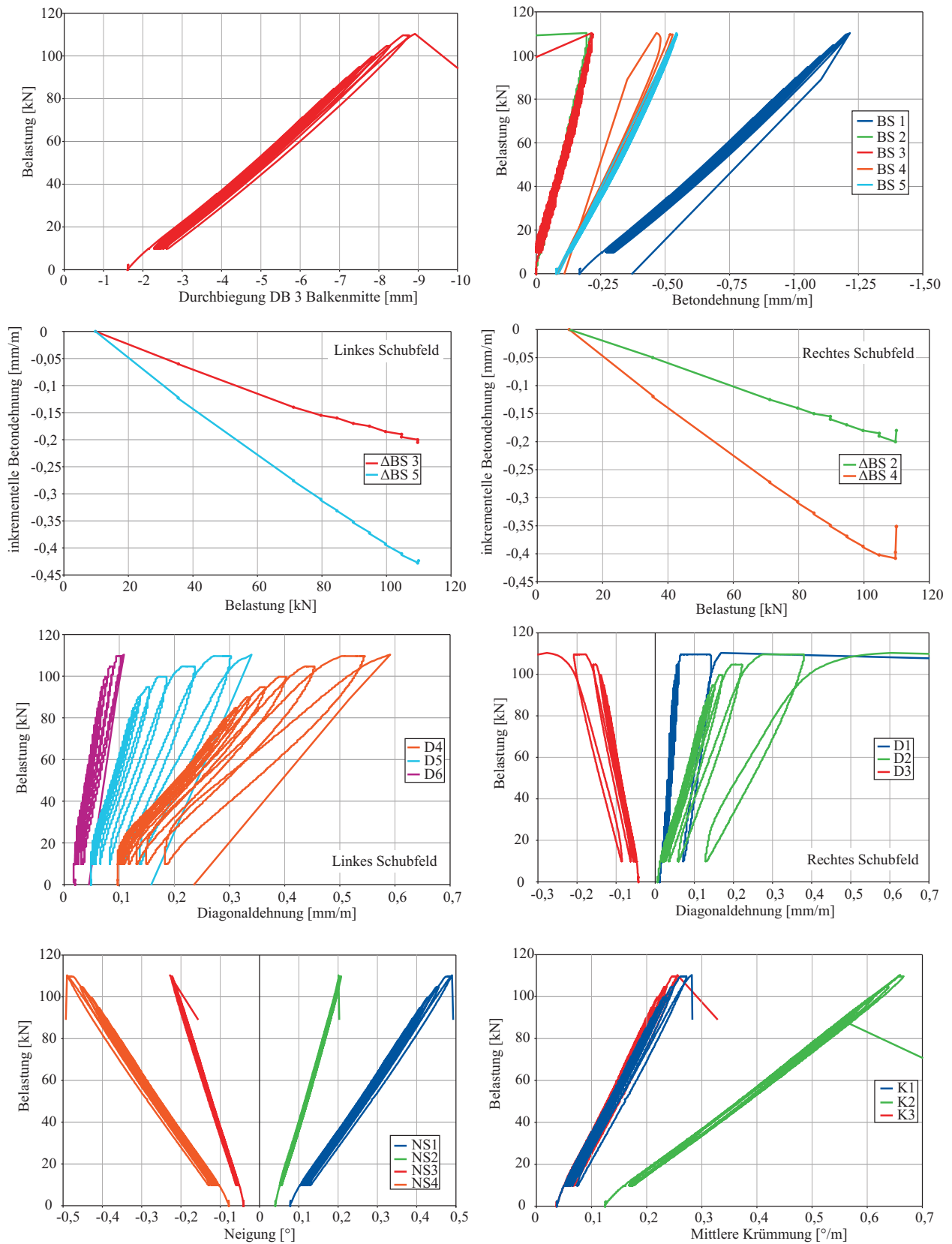


Abb. D.11.: Ergebnisse der Verformungsmessungen bei Balken BO03, Phase 3

D. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BO

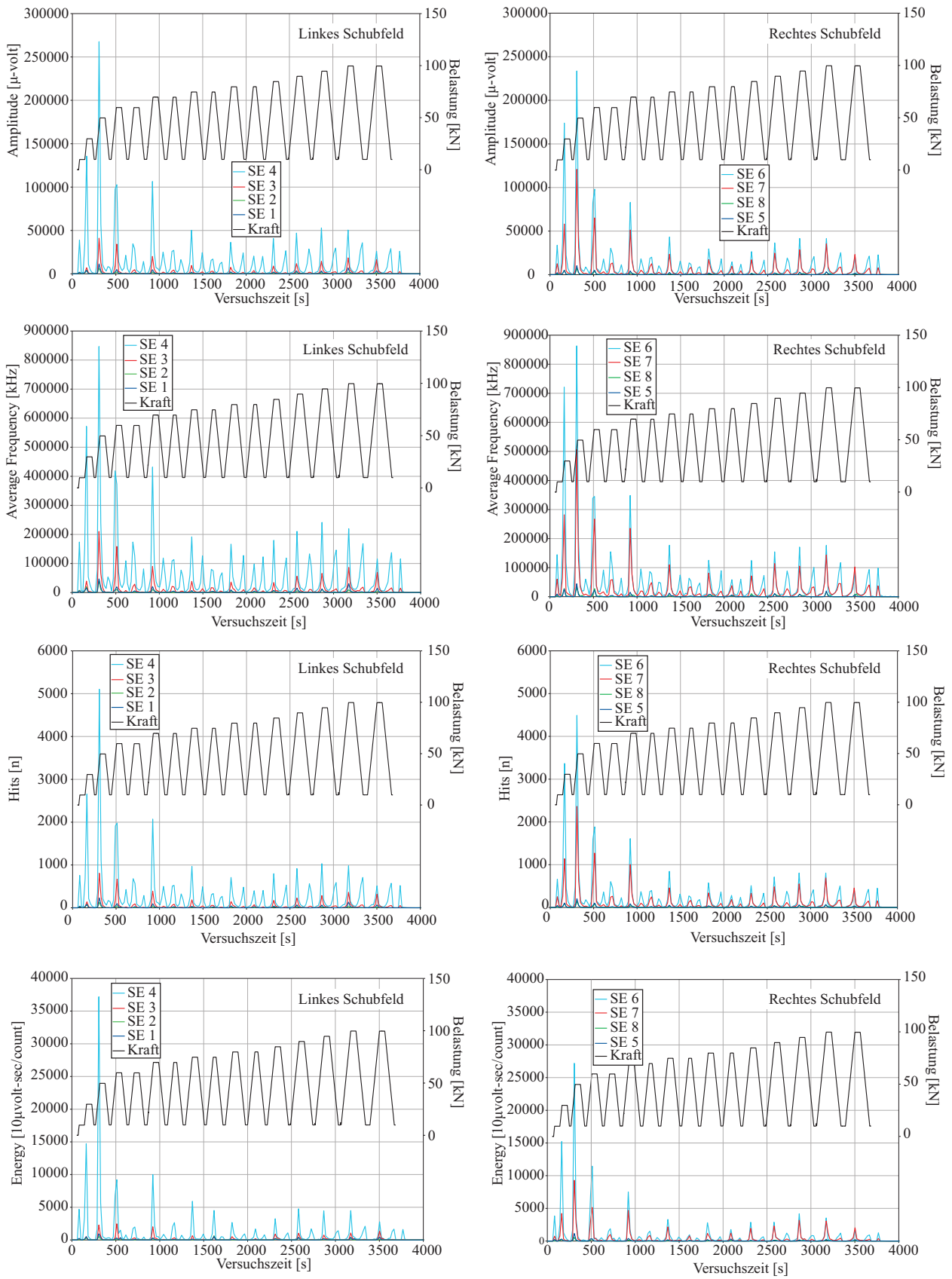


Abb. D.12.: Ergebnisse der SEA für Balken BO03, Phase 1

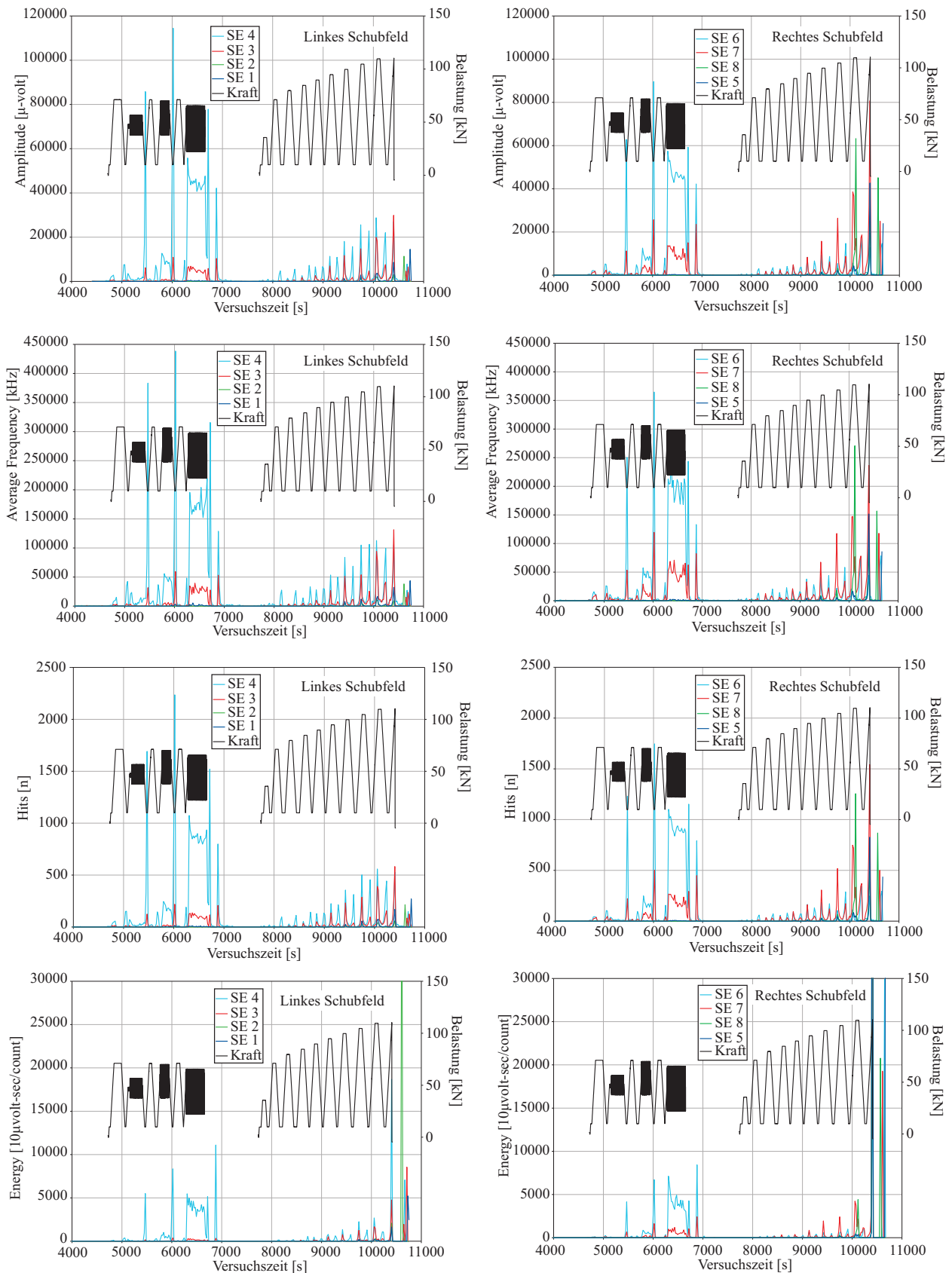
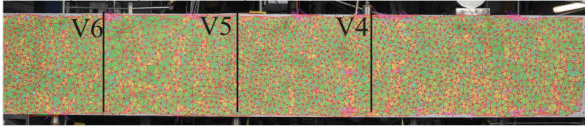


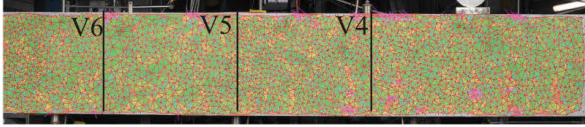
Abb. D.13.: Ergebnisse der SEA für Balken BO03, Phase 2 und 3

D.4. Balken B004

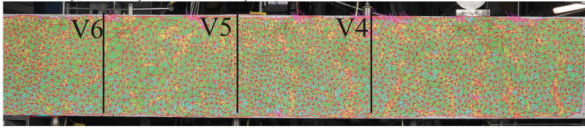
$P=31,6 \text{ kN}$, $t=285 \text{ s}$, DSC 5333



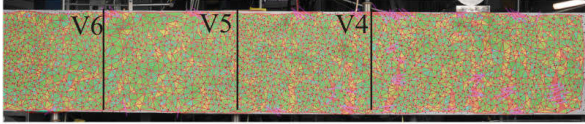
$P=36,6 \text{ kN}$, $t=291 \text{ s}$, DSC 5336



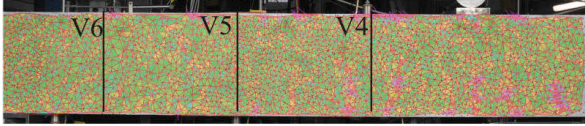
$P=41,6 \text{ kN}$, $t=297 \text{ s}$, DSC 5339



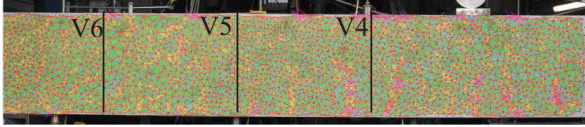
$P=46,6 \text{ kN}$, $t=303 \text{ s}$, DSC 5342



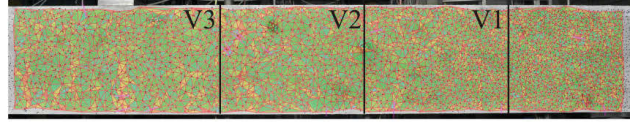
$P=50,0 \text{ kN}$, $t=309 \text{ s}$, DSC 5345



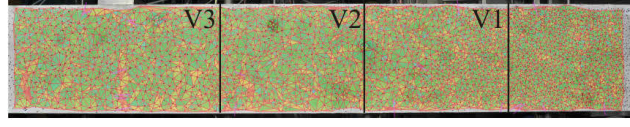
$P=50,0 \text{ kN}$, $t=367 \text{ s}$, DSC 5374



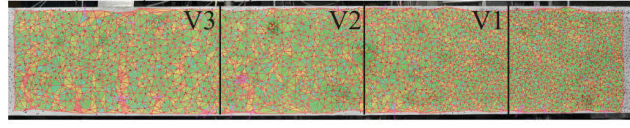
$P=31,6 \text{ kN}$, $t=285 \text{ s}$, DSC 2981



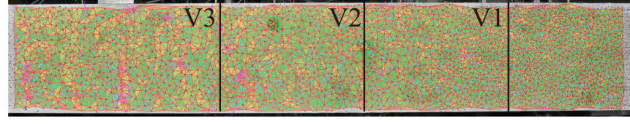
$P=36,6 \text{ kN}$, $t=291 \text{ s}$, DSC 2984



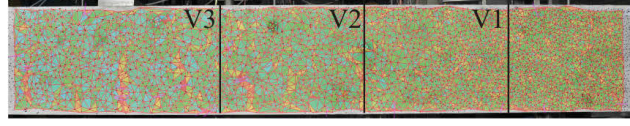
$P=41,6 \text{ kN}$, $t=297 \text{ s}$, DSC 2987



$P=46,6 \text{ kN}$, $t=303 \text{ s}$, DSC 2990



$P=50,0 \text{ kN}$, $t=309 \text{ s}$, DSC 2993



$P=50,0 \text{ kN}$, $t=367 \text{ s}$, DSC 3022

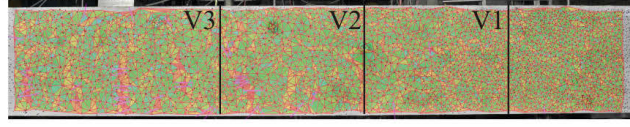


Abb. D.14.: Photogrammetrische Auswertung der Biegerissentwicklung von Balken B004

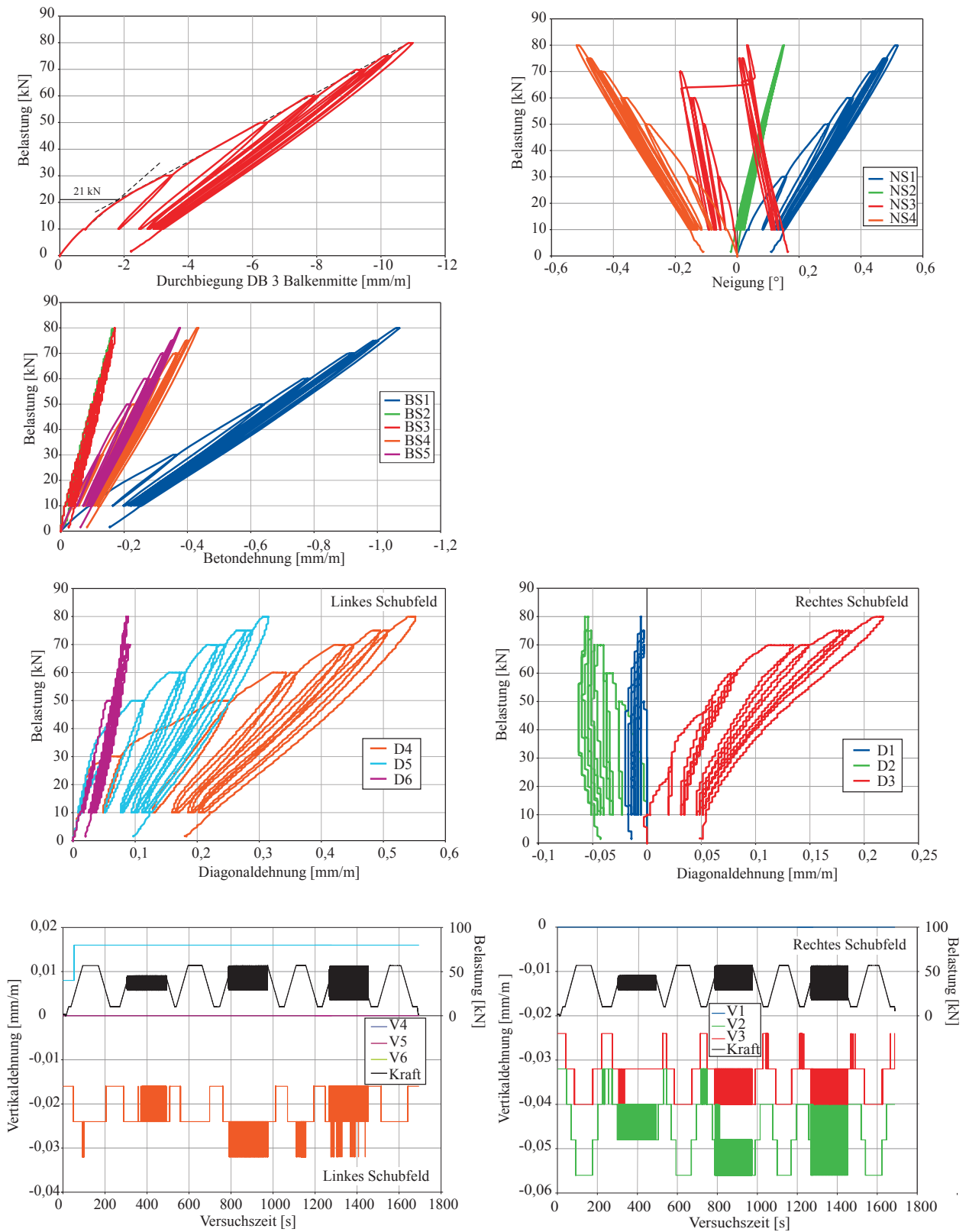


Abb. D.15.: Ergebnisse der Verformungsmessungen bei Balken BO04, Phase 1 und 2

D. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BO

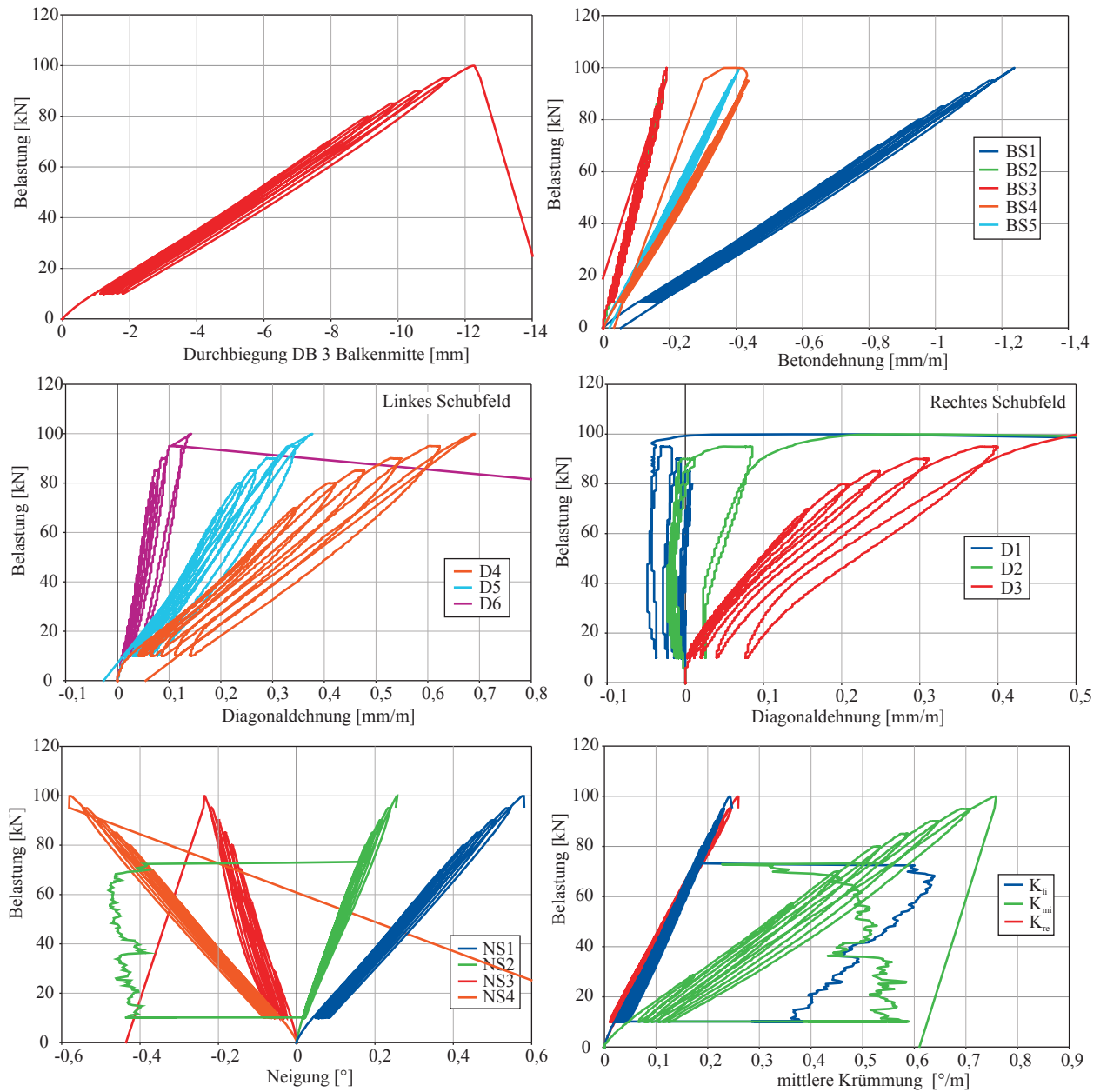


Abb. D.16.: Ergebnisse der Verformungsmessungen bei Balken BO04, Phase 3

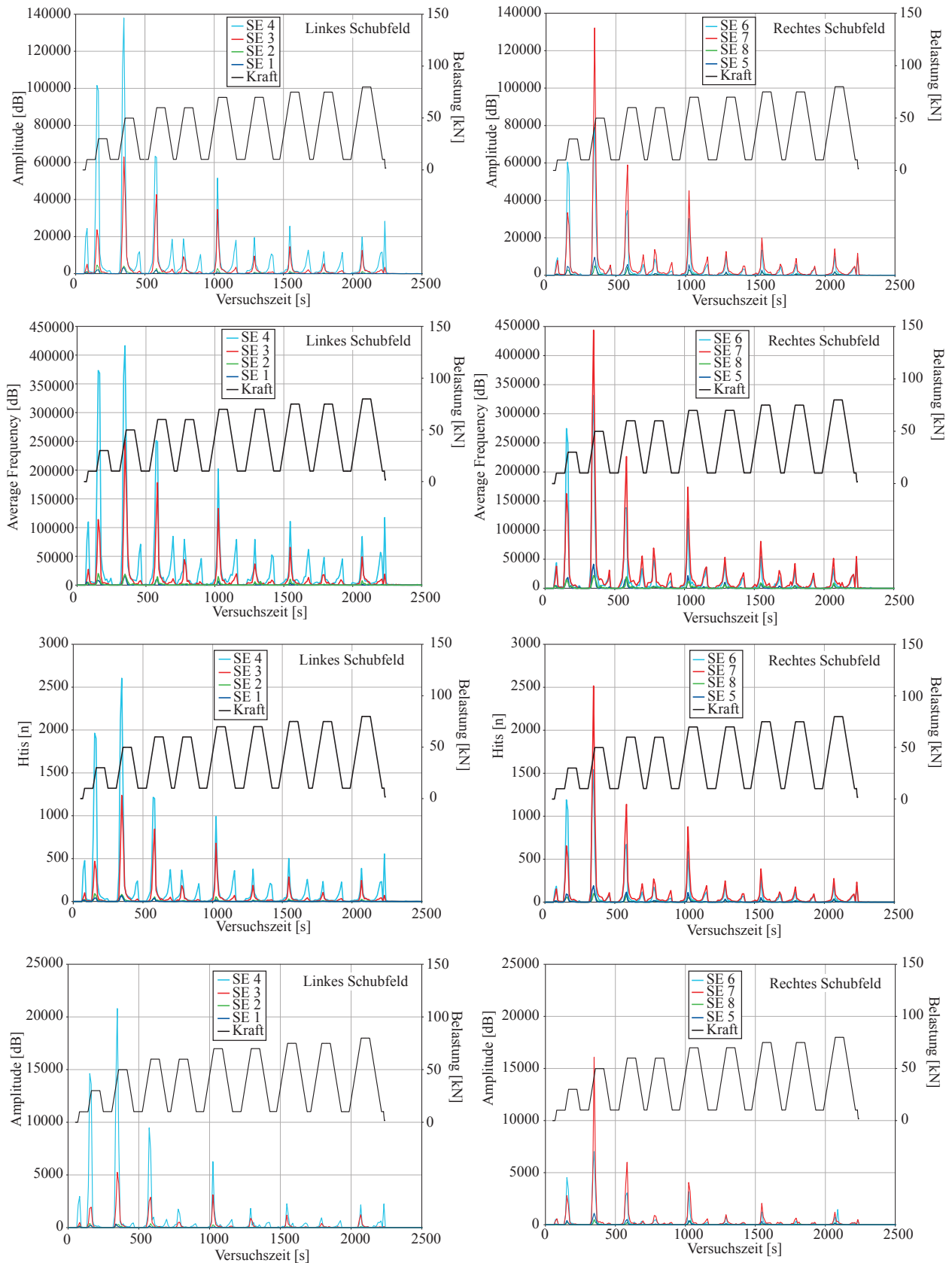


Abb. D.17.: Ergebnisse der SEA für Balken BO04, Phase 1

D. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BO

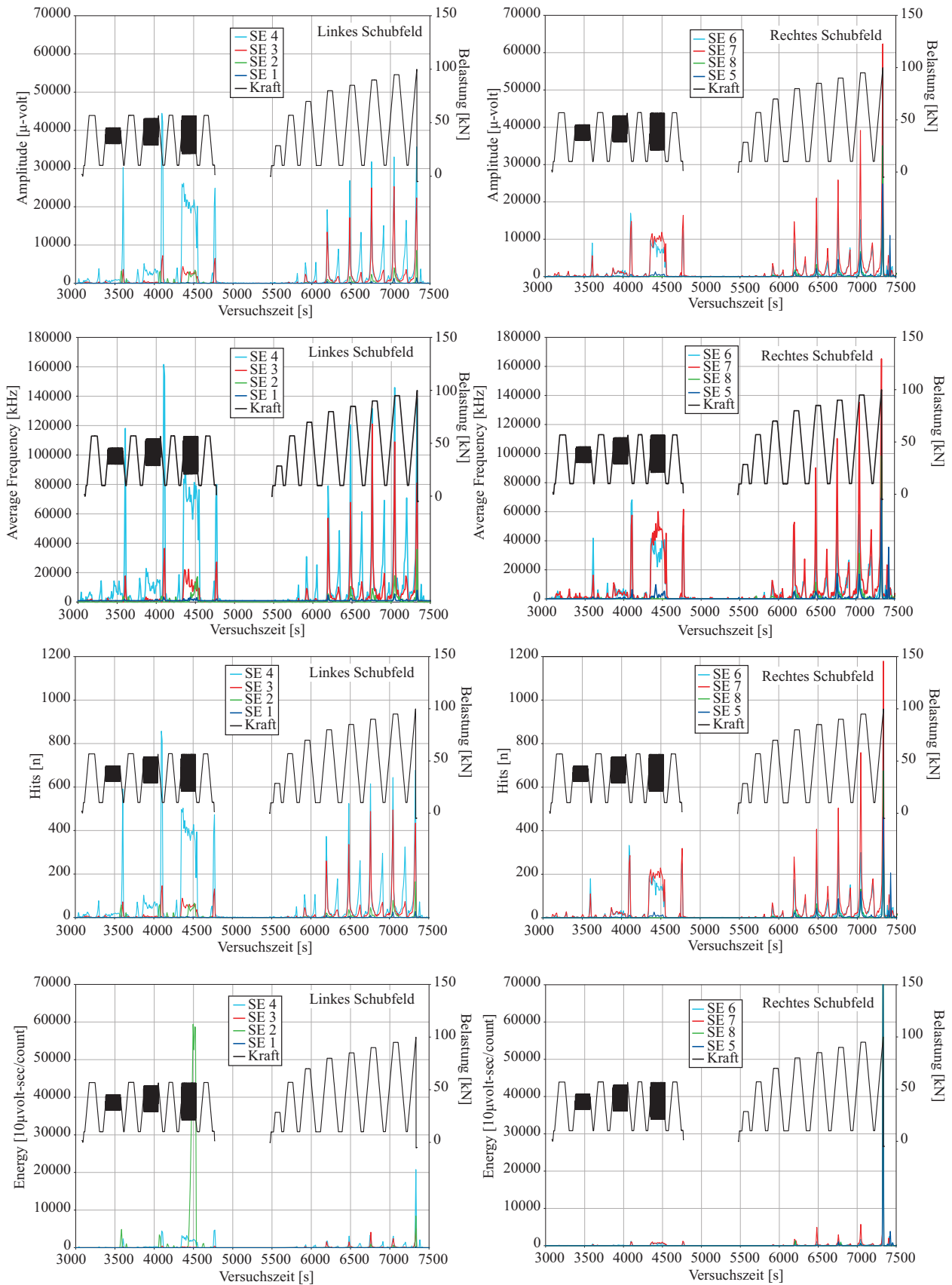
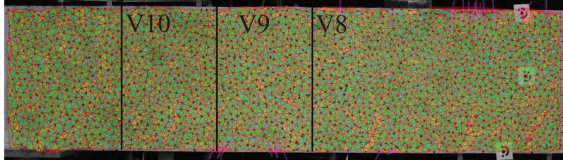


Abb. D.18.: Ergebnisse der SEA für Balken BO04, Phase 2 und 3

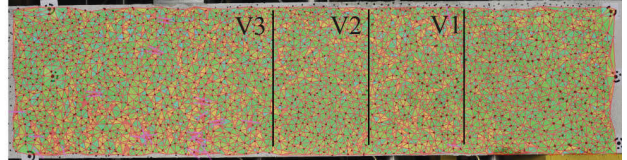
E. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BQ

E.1. Balken BQ01

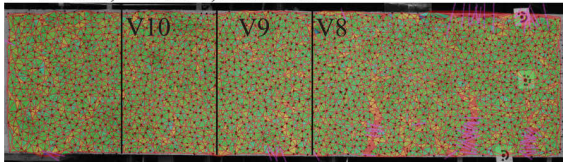
$P=30\text{ kN}$, $t=164\text{ s}$, Bild181



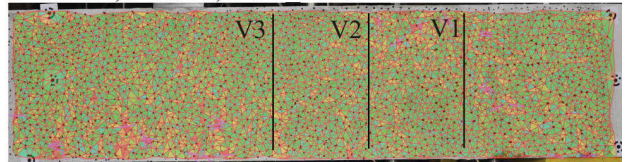
$P=30\text{ kN}$, $t=164\text{ s}$, DSC 5759



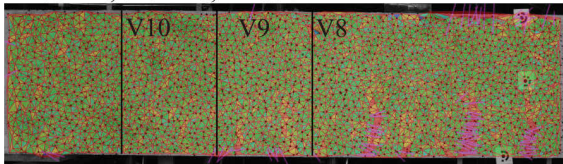
$P=50\text{ kN}$, $t=316\text{ s}$, Bild333



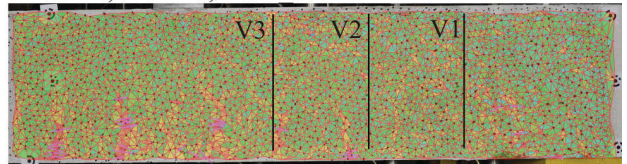
$P=50\text{ kN}$, $t=316\text{ s}$, DSC 5835



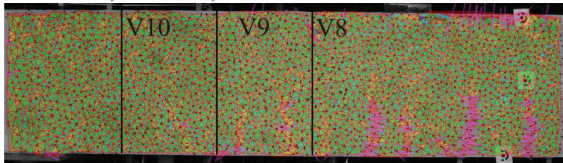
$P=60\text{ kN}$, $t=514\text{ s}$, Bild531



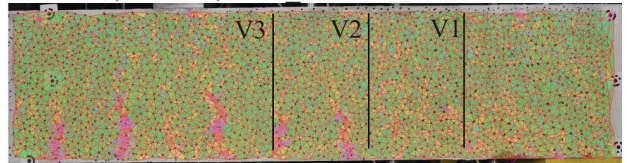
$P=60\text{ kN}$, $t=514\text{ s}$, DSC 5934



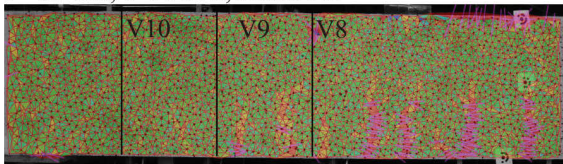
$P=70\text{ kN}$, $t=740\text{ s}$, Bild757



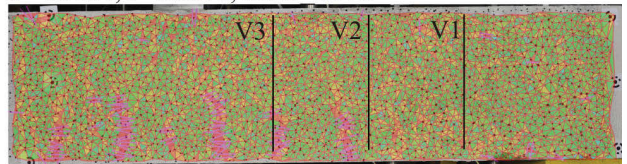
$P=70\text{ kN}$, $t=740\text{ s}$, DSC 6047



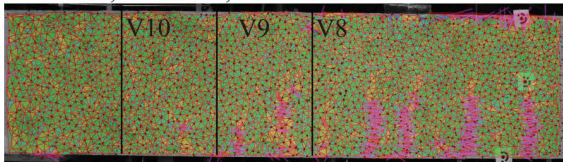
$P=80\text{ kN}$, $t=1002\text{ s}$, Bild1019



$P=80\text{ kN}$, $t=1002\text{ s}$, DSC 6178



$P=90\text{ kN}$, $t=1282\text{ s}$, Bild1299



$P=90\text{ kN}$, $t=1282\text{ s}$, DSC 6318

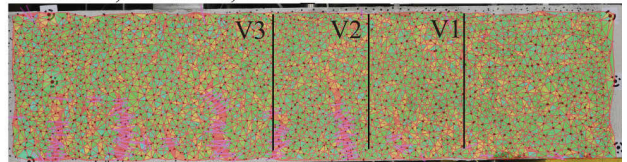


Abb. E.1.: Photogrammetrische Auswertung der Biegerissentwicklung von Balken BQ01

E. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BQ

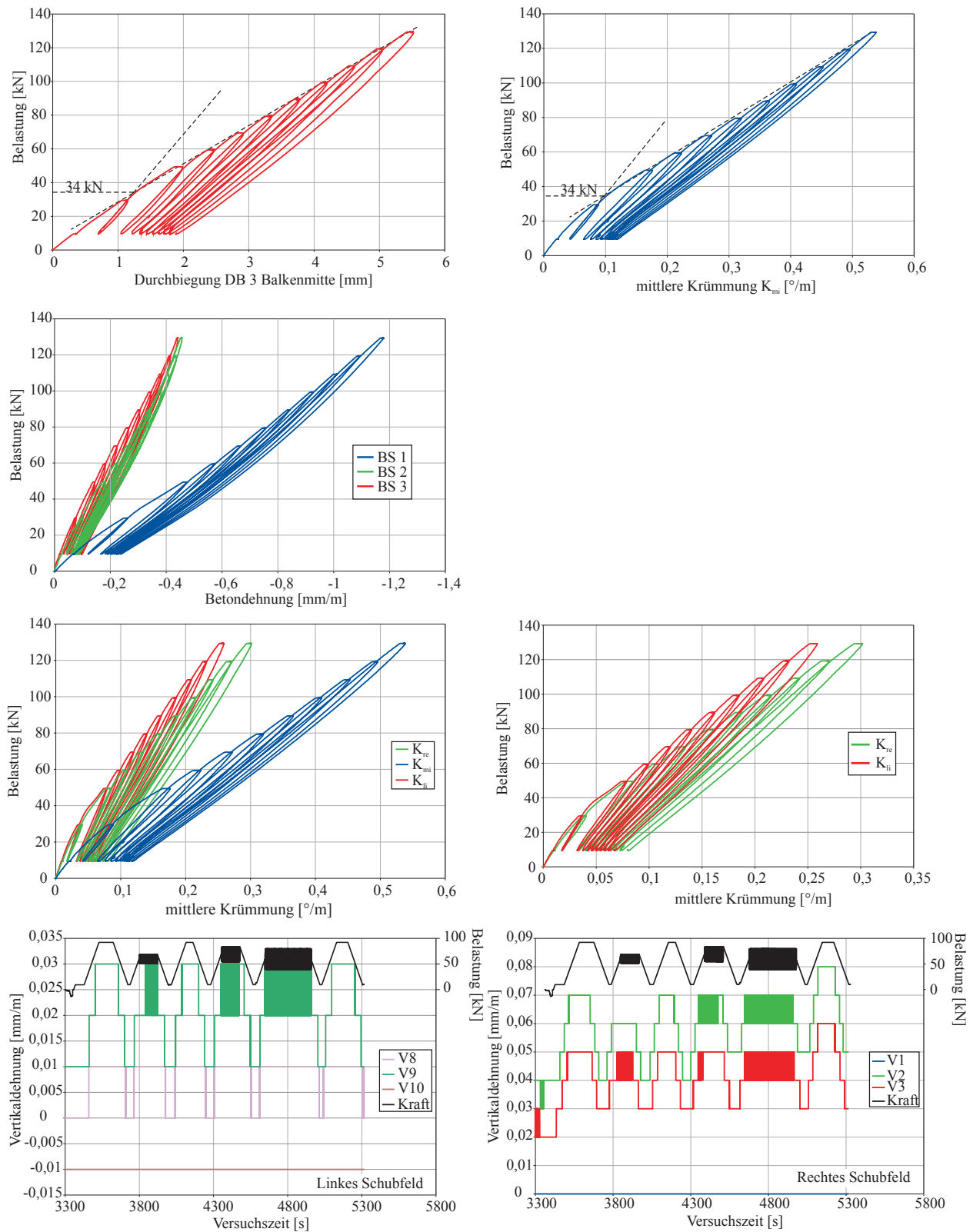


Abb. E.2.: Ergebnisse der Verformungsmessungen bei Balken BQ01, Phase 1 und 2

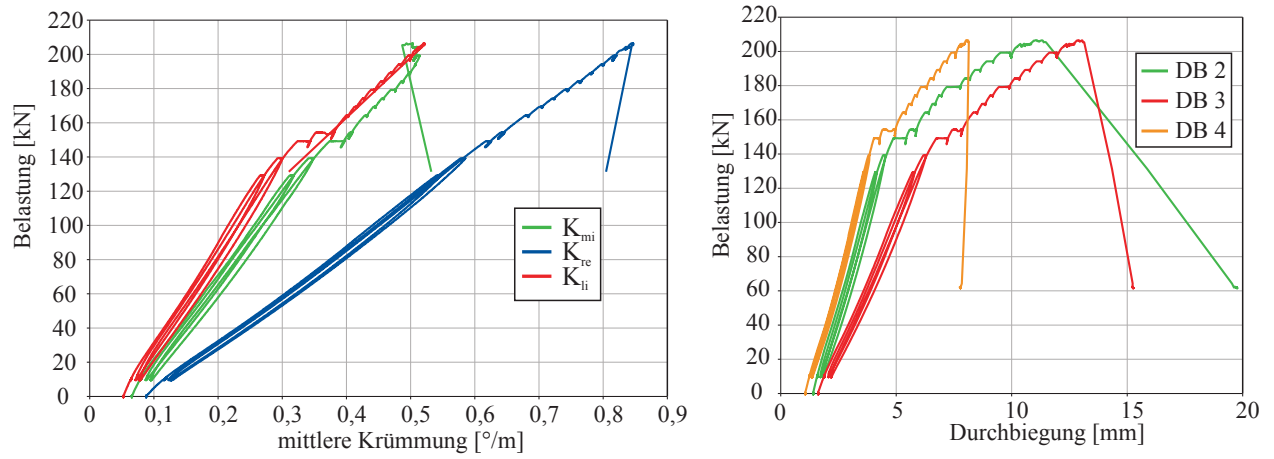


Abb. E.3.: Ergebnisse der Verformungsmessungen bei Balken BQ01, Phase 3

E. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BQ

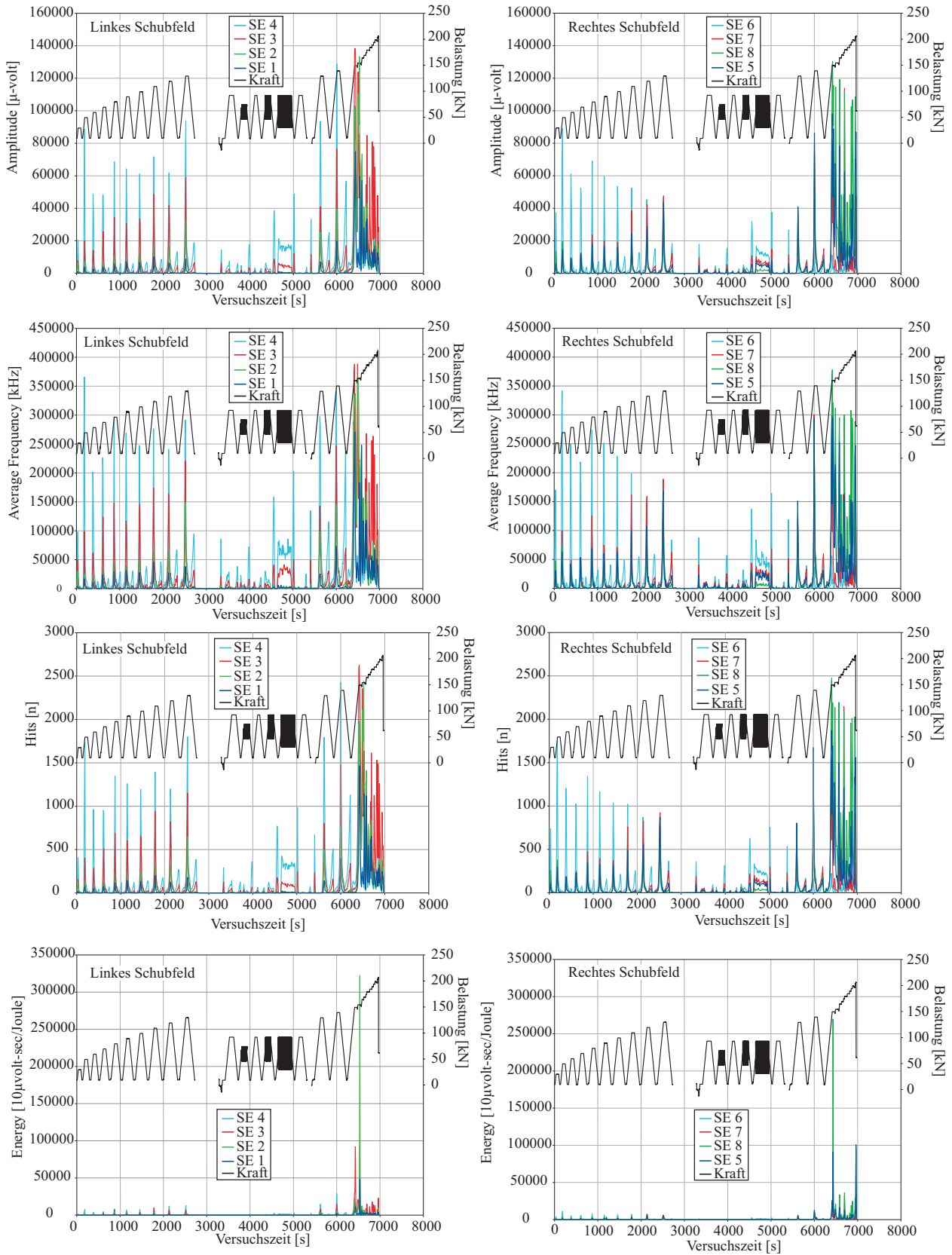


Abb. E.4.: Ergebnisse der SEA für Balken BQ01

E.2. Balken BQ02

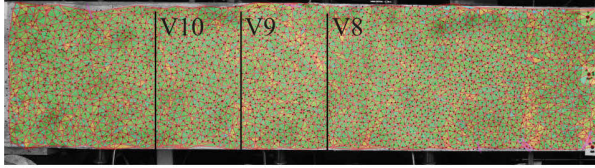
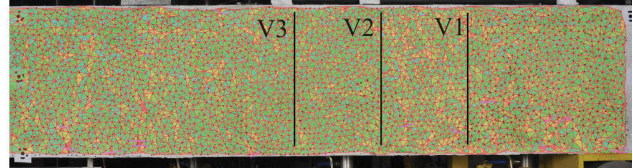
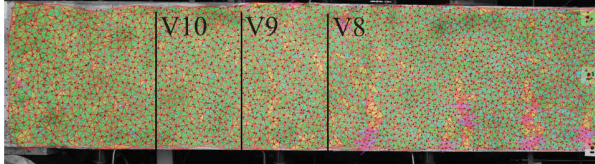
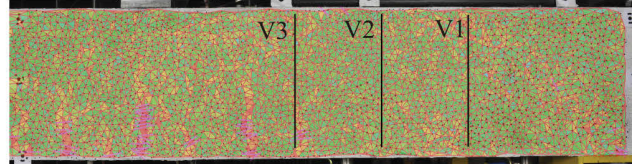
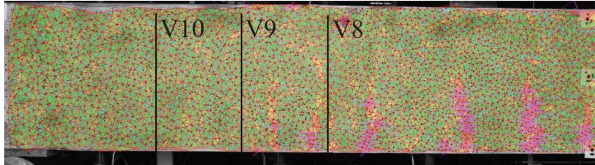
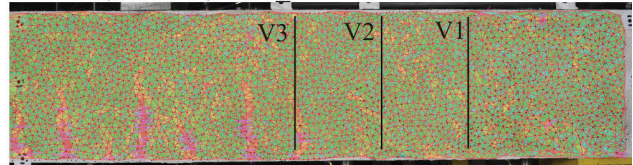
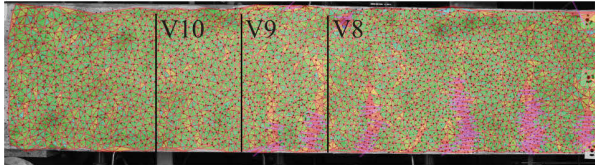
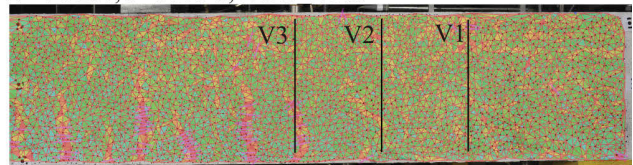
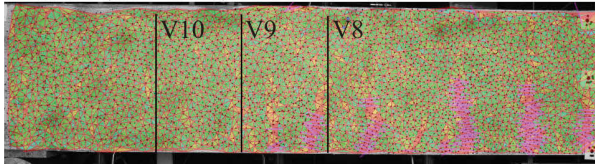
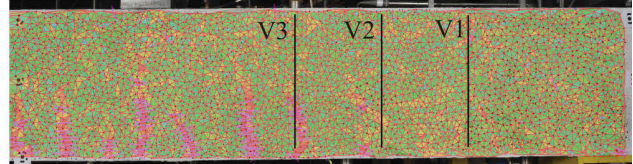
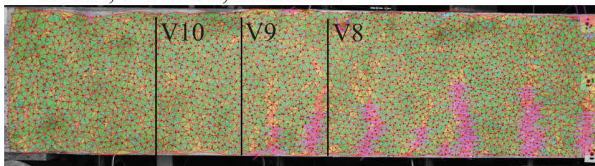
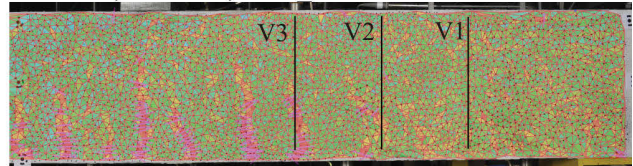
 $P=30\text{ kN}$, $t=168\text{ s}$, Bild200 $P=30\text{ kN}$, $t=168\text{ s}$, DSC 1628 $P=50\text{ kN}$, $t=322\text{ s}$, Bild354 $P=50\text{ kN}$, $t=322\text{ s}$, DSC 1705 $P=60\text{ kN}$, $t=548\text{ s}$, Bild580 $P=60\text{ kN}$, $t=548\text{ s}$, DSC 1818 $P=70\text{ kN}$, $t=1008\text{ s}$, Bild1040 $P=70\text{ kN}$, $t=1008\text{ s}$, DSC 2048 $P=75\text{ kN}$, $t=1254\text{ s}$, Bild1286 $P=75\text{ kN}$, $t=1254\text{ s}$, DSC 2171 $P=80\text{ kN}$, $t=1498\text{ s}$, Bild1530 $P=80\text{ kN}$, $t=1498\text{ s}$, DSC 2293

Abb. E.5.: Photogrammetrische Auswertung der Biegerissentwicklung von Balken BQ02

E. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BQ

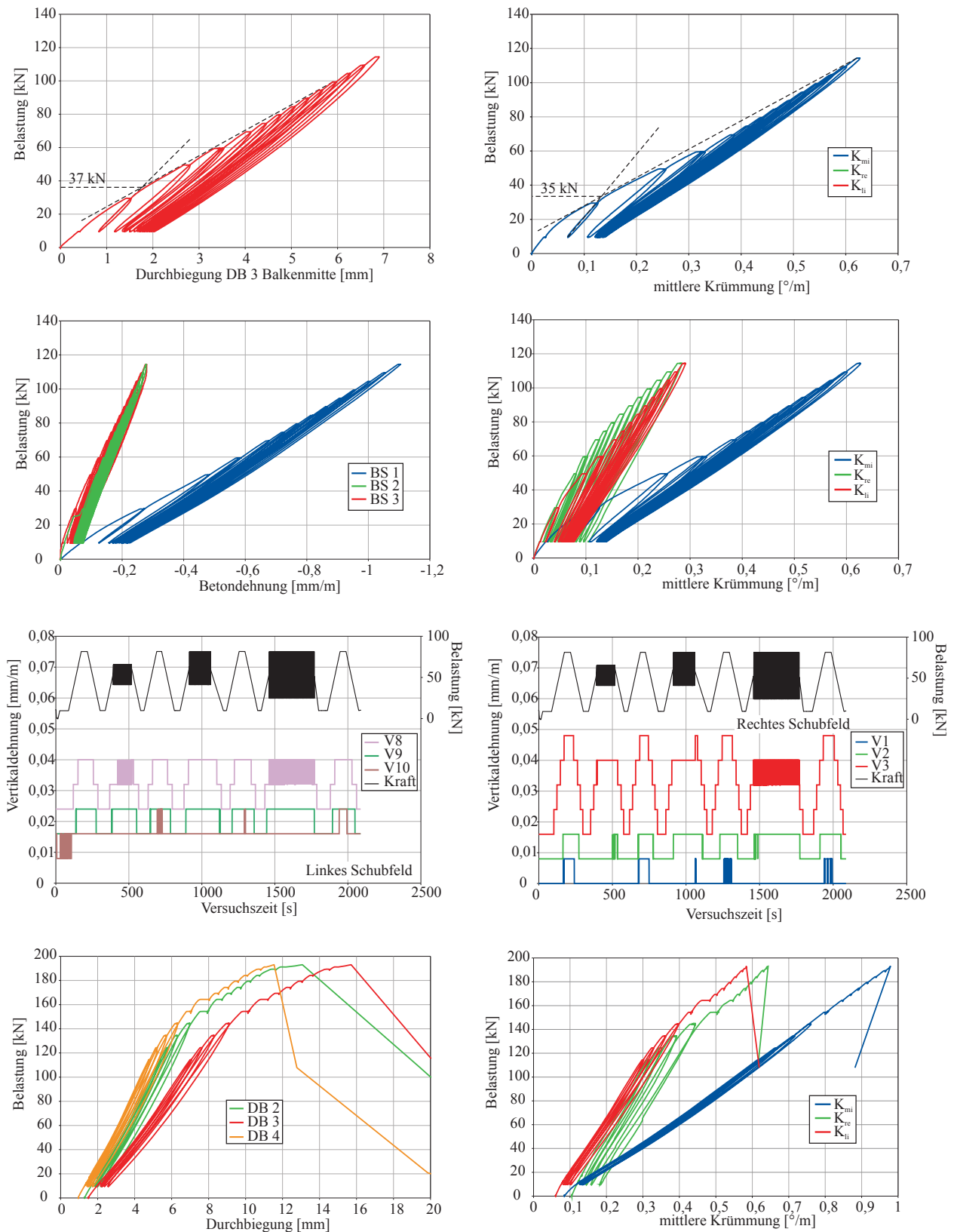


Abb. E.6.: Ergebnisse der Verformungsmessungen bei Balken BQ02

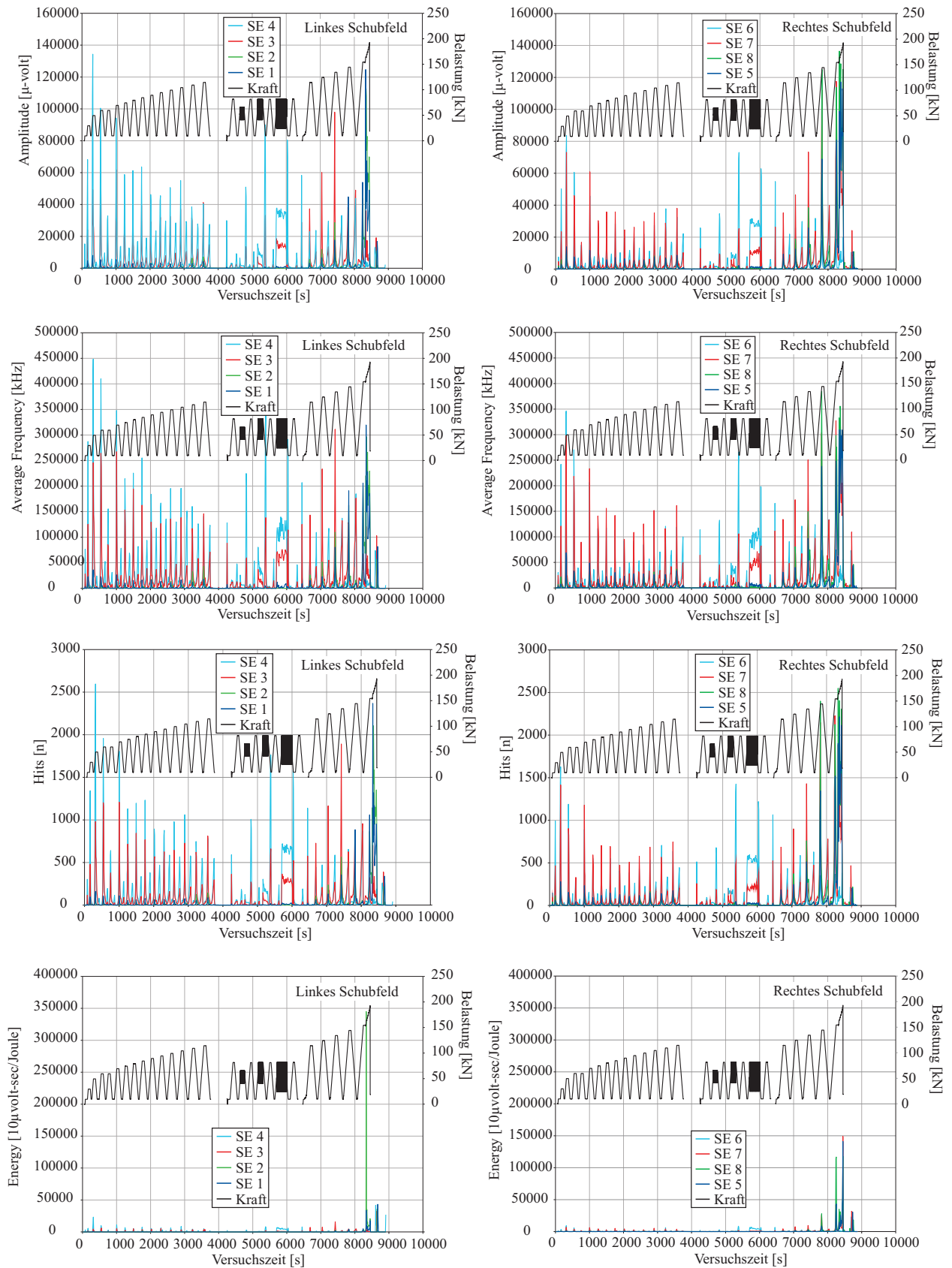
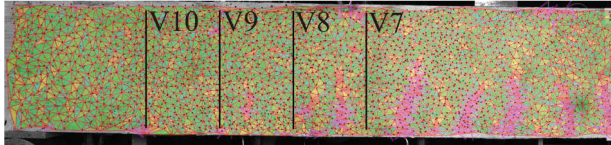


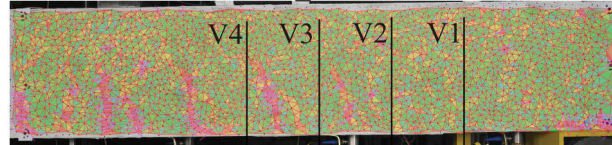
Abb. E.7.: Ergebnisse der SEA für Balken BQ02

E.3. Balken BQ03

$P=30\text{ kN}$, $t=295\text{ s}$, Bild164



$P=30\text{ kN}$, $t=295\text{ s}$, DSC 7077



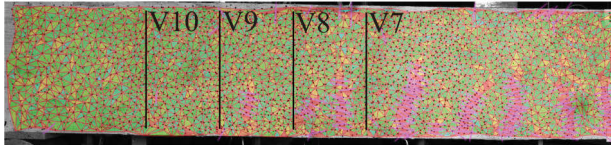
$P=50\text{ kN}$, $t=489\text{ s}$, Bild358



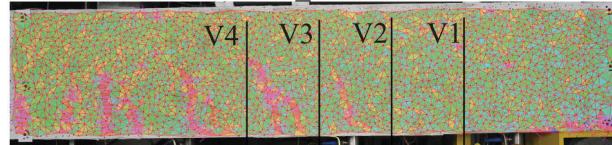
$P=50\text{ kN}$, $t=489\text{ s}$, DSC 7174



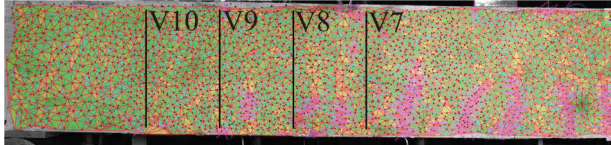
$P=60\text{ kN}$, $t=717\text{ s}$, Bild586



$P=60\text{ kN}$, $t=717\text{ s}$, DSC 7288



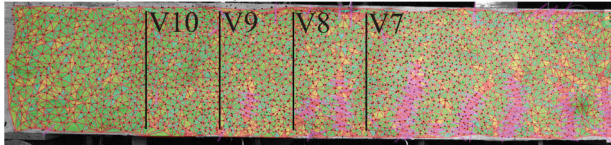
$P=70\text{ kN}$, $t=1185\text{ s}$, Bild1054



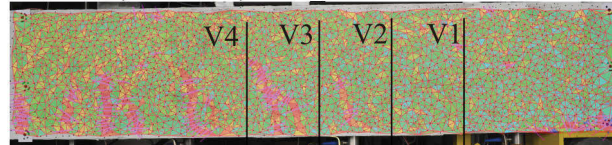
$P=70\text{ kN}$, $t=1185\text{ s}$, DSC 7522



$P=75\text{ kN}$, $t=1613\text{ s}$, Bild1482



$P=75\text{ kN}$, $t=1613\text{ s}$, DSC 7736



$P=80\text{ kN}$, $t=2061\text{ s}$, Bild1930



$P=80\text{ kN}$, $t=2061\text{ s}$, DSC 7960



Abb. E.8.: Photogrammetrische Auswertung der Biegerissentwicklung von Balken BQ03

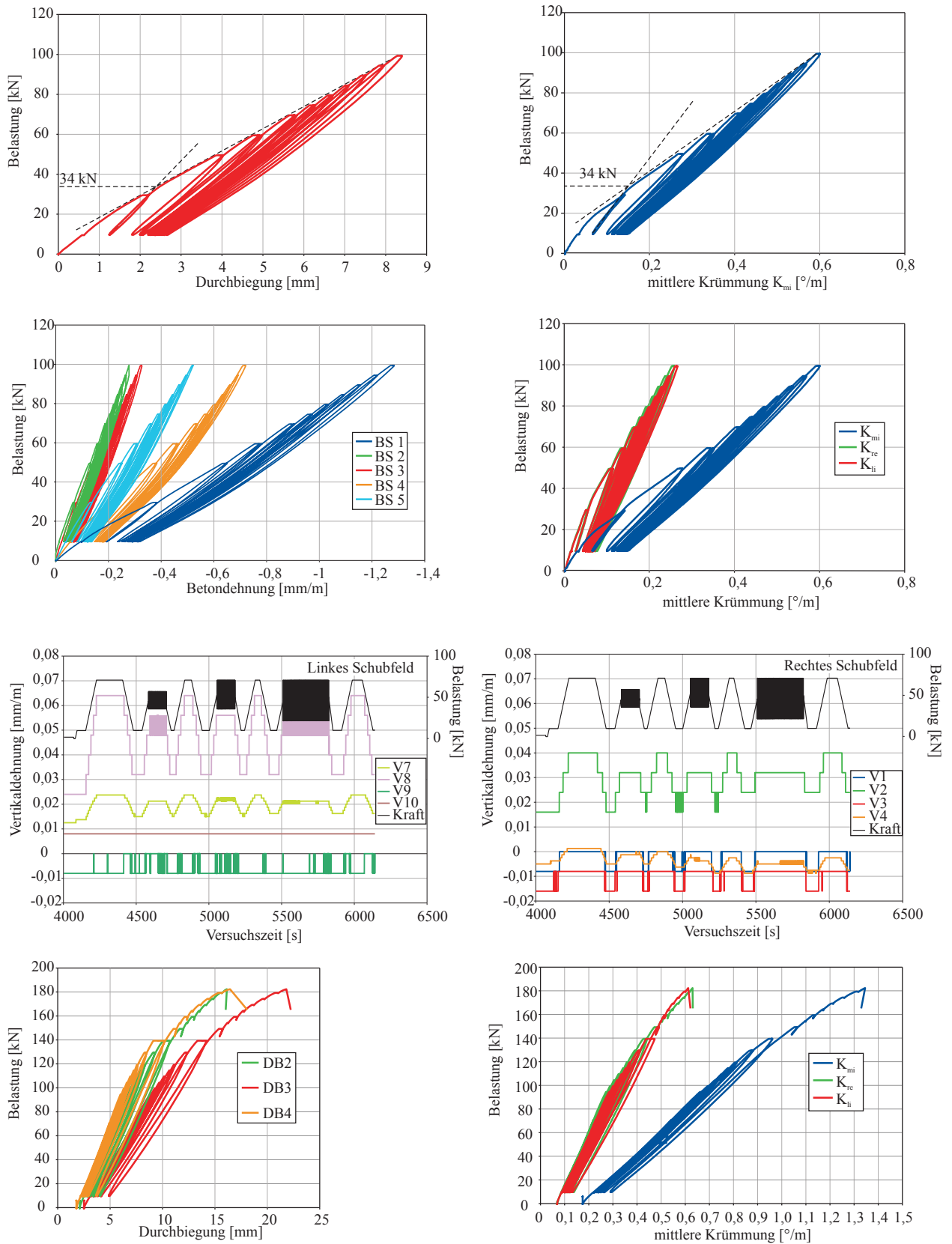


Abb. E.9.: Ergebnisse der Verformungsmessungen bei Balken BQ03

E. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BQ

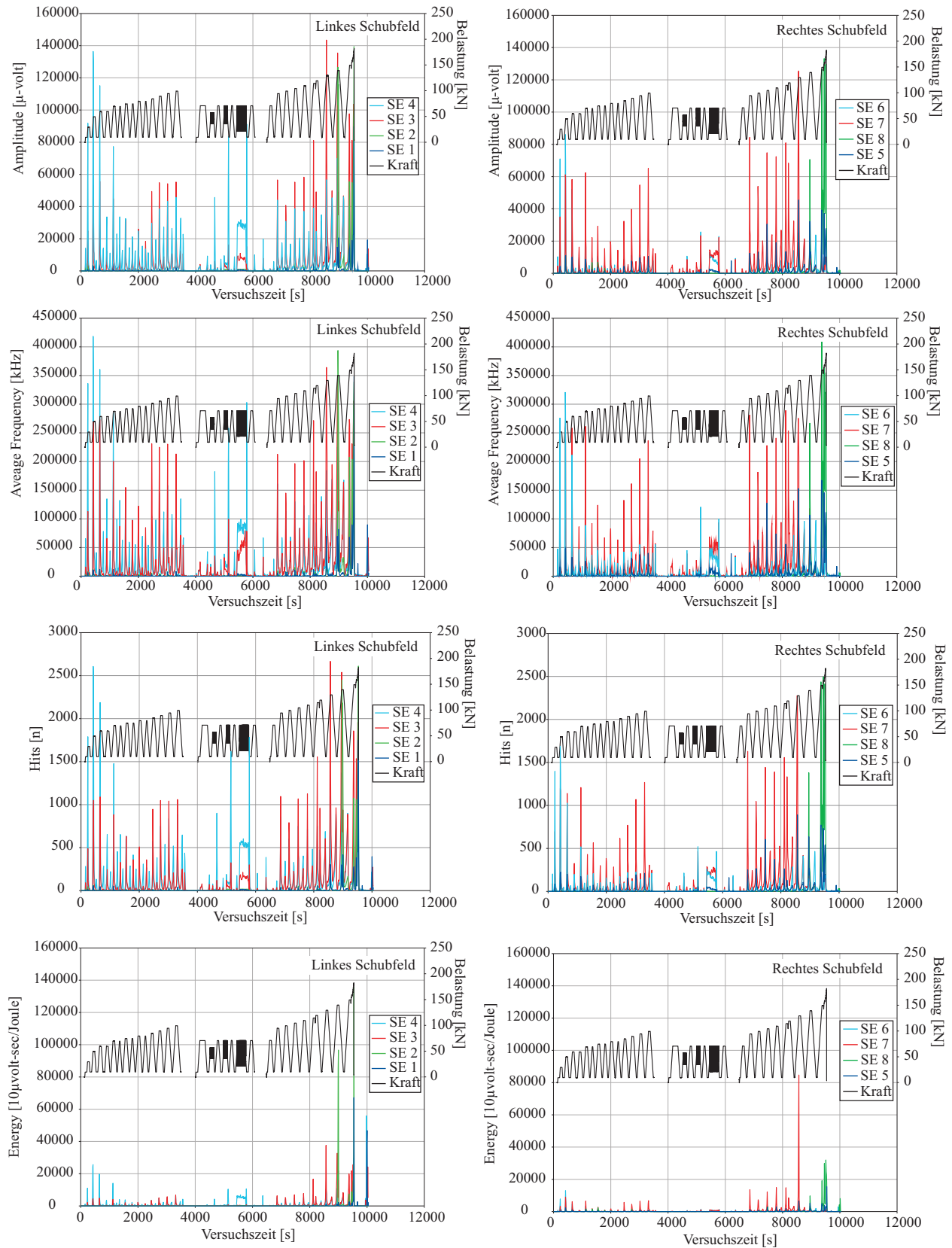


Abb. E.10.: Ergebnisse der SEA für Balken BQ03

E.4. Balken BQ04

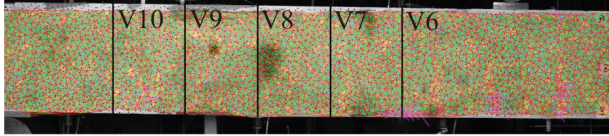
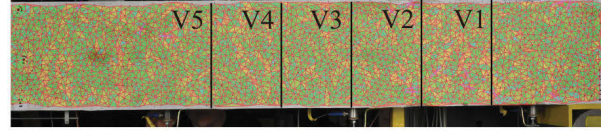
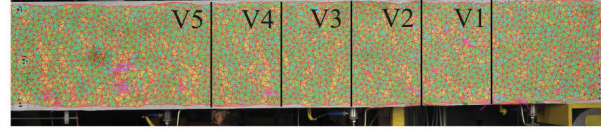
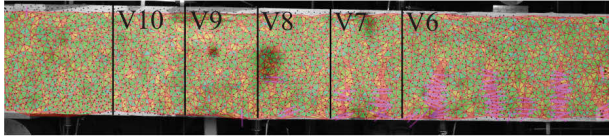
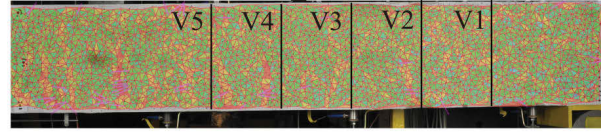
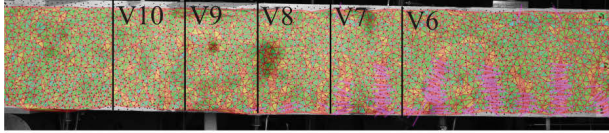
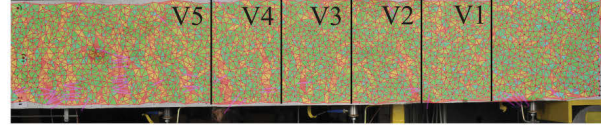
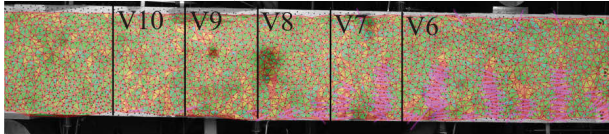
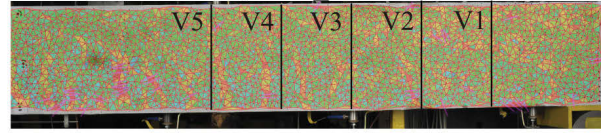
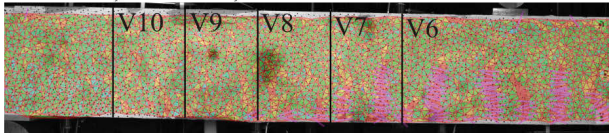
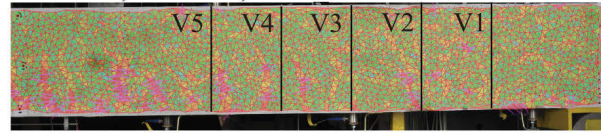
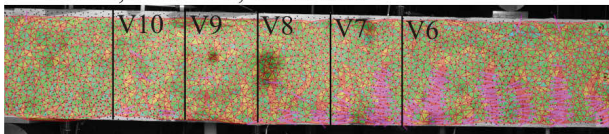
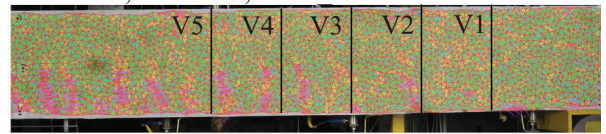
 $P=30\text{ kN}$, $t=199\text{ s}$, Bild205 $P=30\text{ kN}$, $t=199\text{ s}$, DSC 1720 $P=50\text{ kN}$, $t=391\text{ s}$, Bild397 $P=50\text{ kN}$, $t=391\text{ s}$, DSC 1816 $P=60\text{ kN}$, $t=619\text{ s}$, Bild625 $P=60\text{ kN}$, $t=619\text{ s}$, DSC 1930 $P=70\text{ kN}$, $t=1111\text{ s}$, Bild1117 $P=70\text{ kN}$, $t=1111\text{ s}$, DSC 2176 $P=75\text{ kN}$, $t=1645\text{ s}$, Bild1651 $P=75\text{ kN}$, $t=1645\text{ s}$, DSC 2443 $P=80\text{ kN}$, $t=2131\text{ s}$, Bild2137 $P=80\text{ kN}$, $t=2131\text{ s}$, DSC 2686 $P=85\text{ kN}$, $t=2679\text{ s}$, Bild2685 $P=85\text{ kN}$, $t=2679\text{ s}$, DSC 2960

Abb. E.11.: Photogrammetrische Auswertung der Biegerissentwicklung von Balken BQ04

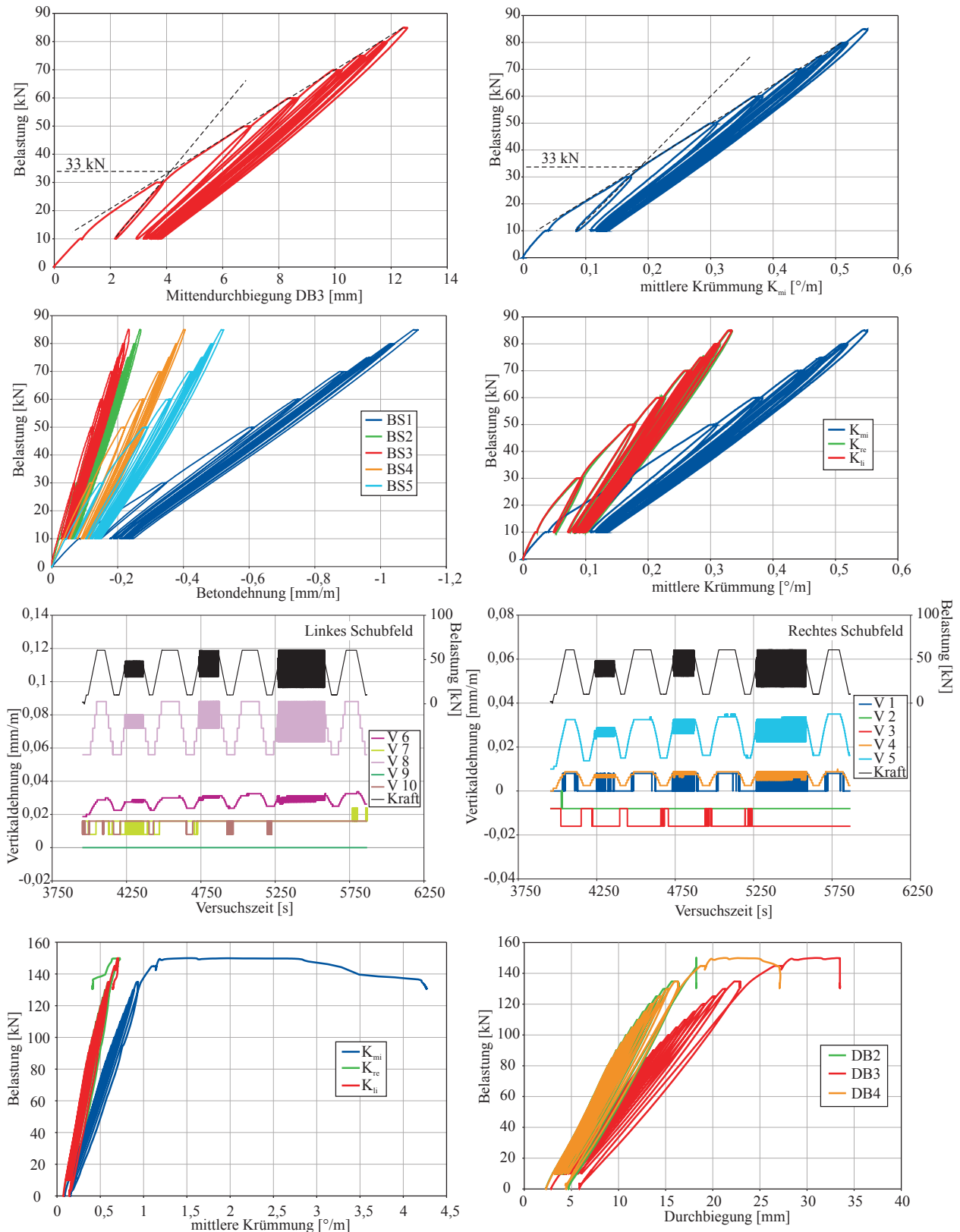


Abb. E.12.: Ergebnisse der Verformungsmessungen bei Balken BQ04

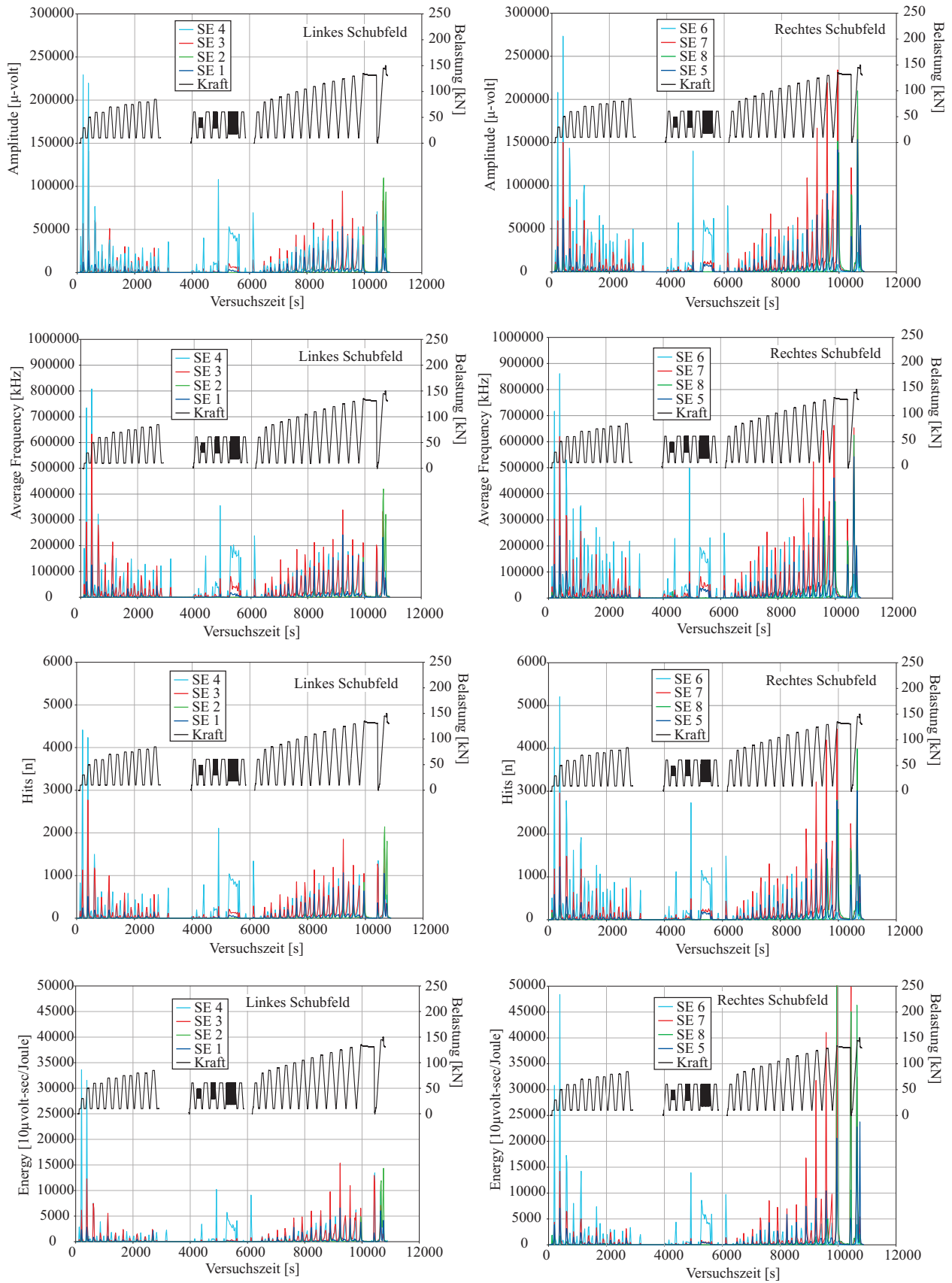


Abb. E.13.: Ergebnisse der SEA für Balken BQ04

F. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BS

F.1. Balken BS01

Der Balken BS01 mit einer Schubslankheit von $a/d = 2,5$ wurde bis zu einer Belastung von 175 kN stufenweise mit Be- und Entlastungen belastet und anschließend die Last kontinuierlich bis zum Bruch des Balkens bei 355 kN gesteigert (siehe Abbildung C.20). Aufgrund der bereits deutlichen Rissbildung in den Schubfeldern war eine stufenweise Be- und Entlastung ab 175 kN für die Beobachtung der Schädigungsentwicklung nicht mehr nötig.

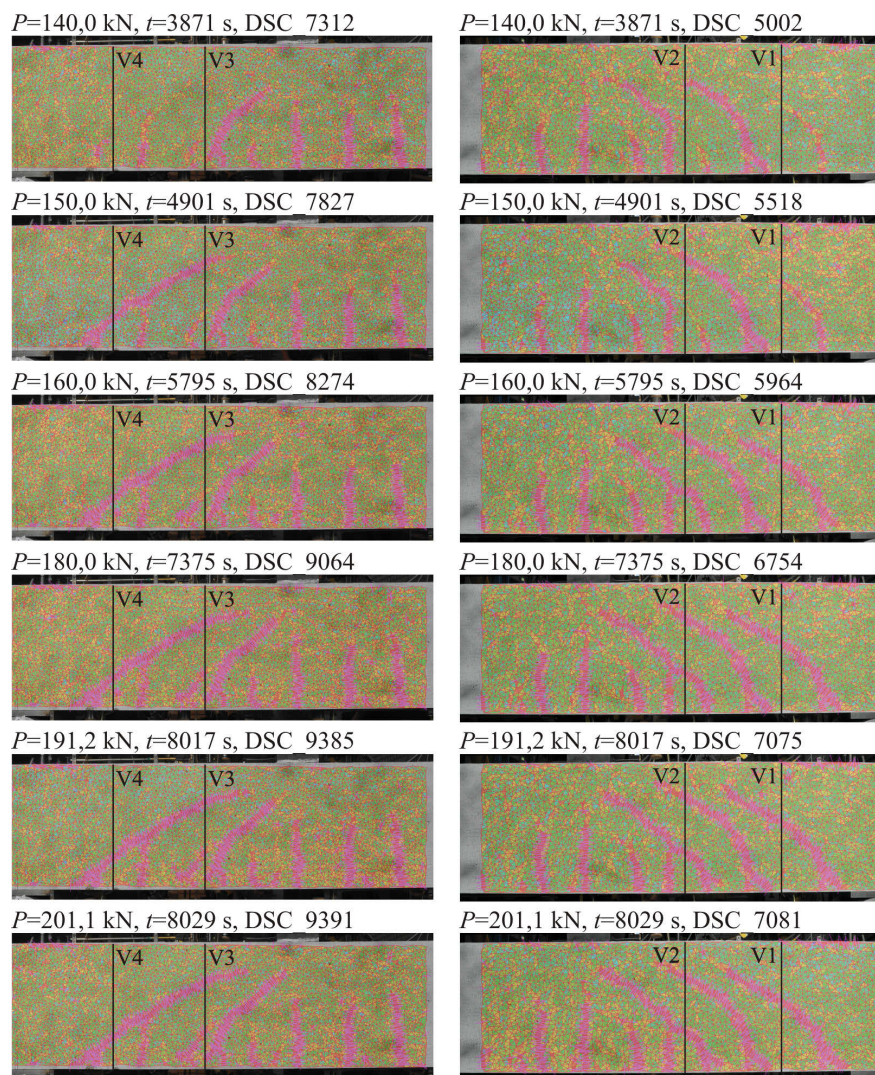


Abb. F.1.: Photogrammetrische Auswertung zur Entwicklung des Schrägrisses für BS01

Aus den Diagrammen Belastung-Mittendurchbiegung oder Belastung-Krümmung ist zu sehen, dass der Übergang in den Zustand II bei ca. 35 kN abgeschlossen ist (siehe Abbildung G.3). Die photogrammetrischen Aufnahmen zeigen die sich entwickelnde Rissbildung ebenfalls (siehe Abbildung G.1). Ab ca. 90 kN wachsen in beiden Schubfeldern Biegerisse bis zur Balkenmitte empor und beginnen sich langsam in Richtung Lasteinleitung zu krümmen. Der Schrägriss im linken Schubfeld wird

ab ca. 90 kN auch durch die Vertikaldehnung V 3 erfasst (siehe Abbildung F.2). Die Vertikaldehnung V 2 zeigt zu diesem Zeitpunkt Stauchungen, die aufgrund der visuellen Darstellung der Rissentwicklung (siehe Abbildung G.2) auf eine sich zwischen den schrägen Rissen ausbildende Druckstrebe zurückgeführt werden können. Der Wechsel von V 2 hin zu Zugdehnungen erfolgt bei ca. 130 kN, als der schräge Riss in den Messbereich hineinwächst. Diese Schrägrissentwicklung beeinflusst das weitere Tragverhalten des Balkens deutlich. Dies zeigen z. B. die gemessenen Betondehnungen in der Balkendruckzone, die in Richtung Zug umschlagen (siehe Abbildung F.3).

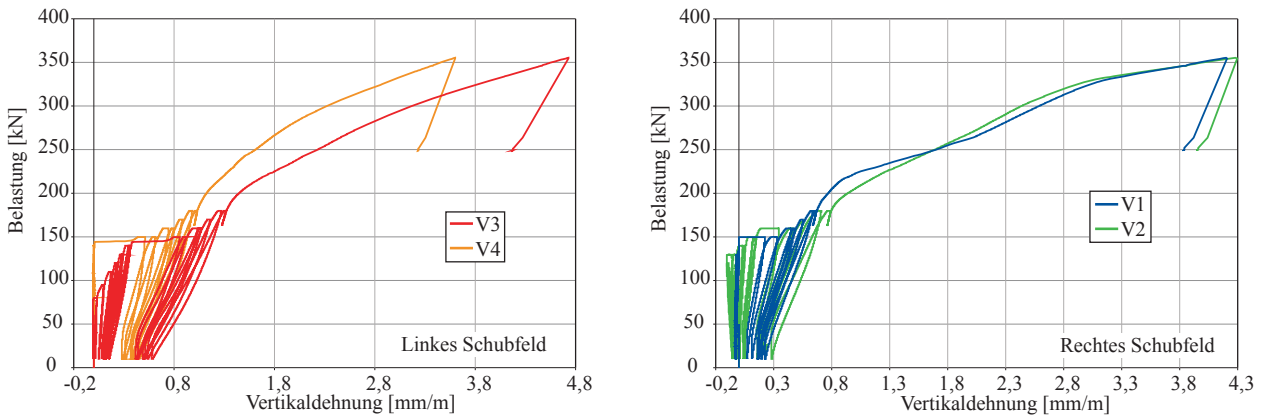


Abb. F.2.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Vertikaldehnungen für BS01

Ab 150 kN schlägt auch BS 3 in Zugdehnungen um, was mit den photogrammetrischen Auswertungen auf die plötzliche Ausbildung eines weiteren Schrägrisses im Auflagerbereich des linken Schubfeldes zurückgeführt werden kann. Ab einer Belastung von 130 bis 150 kN stoppt das Biege-
risswachstum und die Verformung findet ausschließlich in den Schubrissen statt (siehe Abbildung F.1). Dies zeigt sich auch in den plastischen Zuwächsen der Krümmungsmessungen von K_{li} und K_{re} (siehe Abbildung F.4).

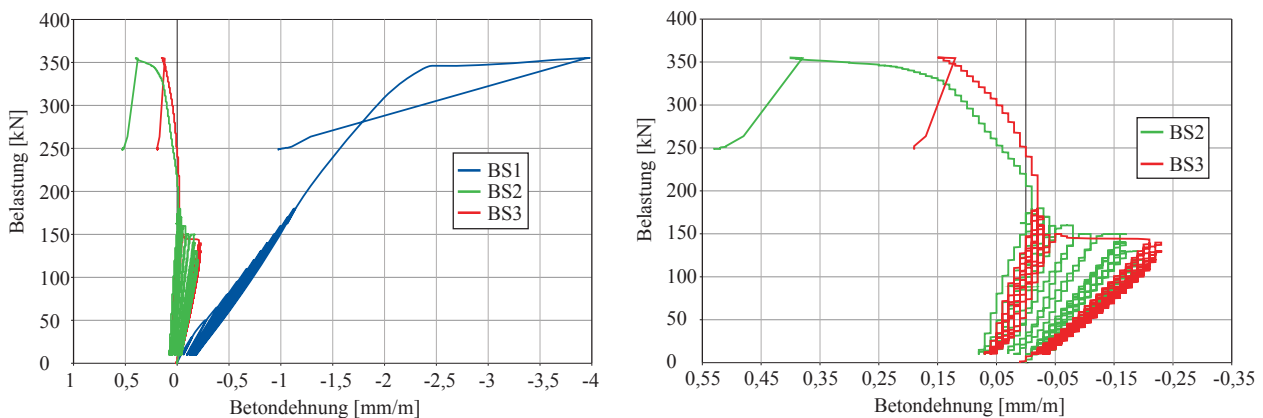


Abb. F.3.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Betonstauchungen des Balkens BS01

Die Versuchsgrenzlast hinsichtlich der lokalen Schädigung infolge Schrägrissentwicklung hätte, aufgrund der Neigung der Schrägrisse im rechten Schubfeld, bei 110 kN detektiert werden müssen. Der sich verändernde Tragzustand im Balken bei 150 kN definiert für diesen Balken die Versuchsgrenzlast hinsichtlich der globalen Schädigung. Allerdings kann die vorhandene Bügelbewehrung die in den Rissen freiwerdenden Kräfte aufnehmen, so dass die globale Tragfähigkeit des Balkens noch nicht erreicht ist.

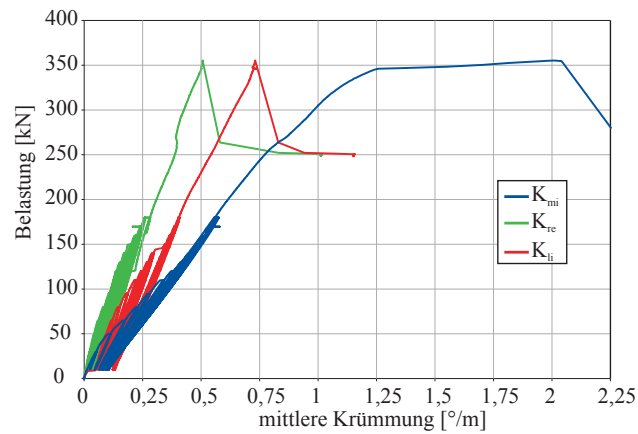


Abb. F.4.: Be- und Entlastungs-Verlauf der mittleren Krümmungen des Balkens BS01

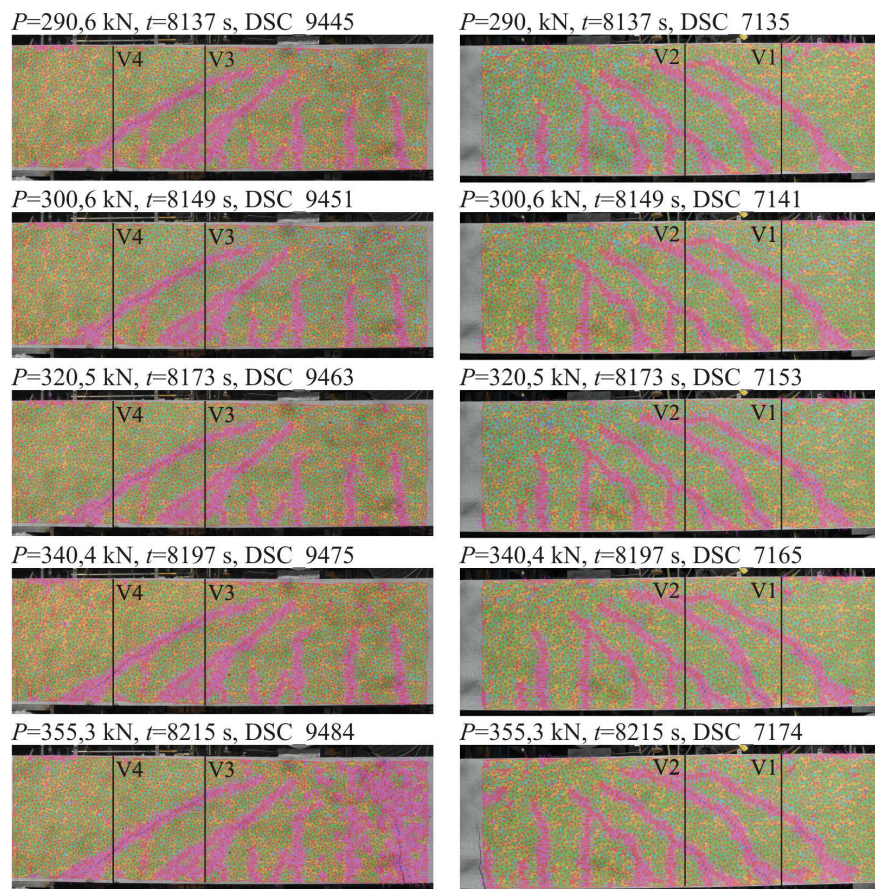


Abb. F.5.: Photogrammetrische Auswertung zur Entwicklung des Schrägrisses bis zum Bruch für BS01

In den nachfolgenden Laststufen über 150 kN kommt es hauptsächlich zu einer Rissöffnung der vorhandenen Schrägrisse, neue Risse entstehen nicht. Erst bei höheren Beanspruchungen beginnen sich entlang der Längsbewehrung und zwischen den vorhandenen Schrägrissen Verbundrisse (Dübelanrisse) zu bilden. Das Zusammenwirken von Druck- und Zugzone wird aber über die Bügel sichergestellt und so kann sich ein fachwerkartiger Tragzustand einstellen, der eine weitere Laststeigerung ermöglicht. Kurz vor dem Bruch bei ca. 340 kN beginnt sich die Rissaktivität wieder in die Balkenmitte zu verschieben. Die Biegerisse wachsen weiter in Richtung der Druckzone und öffnen sich, so dass die Längsbewehrung zu fließen beginnt (siehe Abbildungen F.4 und F.5). Die

plastische Verformung des Stahl führt zu einer erhöhten Beanspruchung und schließlich zum Bruch der Betondruckzone.

F.2. Balken BS02

Der Balken BS02 mit einer Schubslankheit von $a/d = 3,0$ wurde bis zu einer Belastung von 190 kN stufenweise be- und entlastet und anschließend die Last kontinuierlich bis zum Bruch des Balkens bei 282 kN gesteigert (siehe Abbildung C.20). Die stufenweise Belastung wurde ab 190 kN ausgesetzt, da hier bereits eine deutliche Schädigung vorlag und keine weitere Rissneubildung, sondern nur noch Rissöffnungen stattfanden.

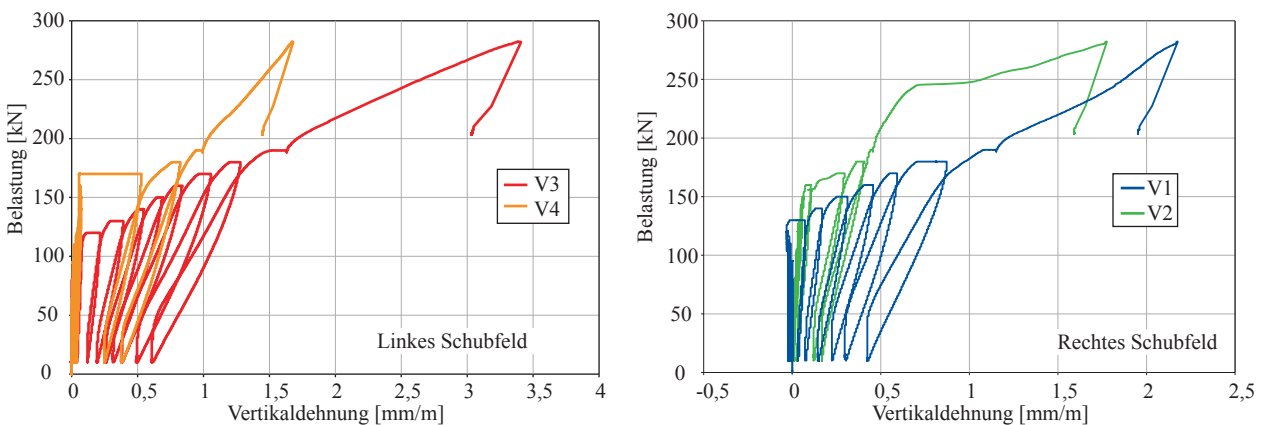


Abb. F.6.: Be- und Entlastungs-Verlauf Vertikaldehnungen im linken und rechten Schubfeld für BS02

Aus den Diagrammen von Mittendurchbiegung-Belastung oder mittlerer Krümmung-Belastung kann der Übergang in den Zustand II bei ca. 37 kN als abgeschlossen bezeichnet werden (siehe Abbildung G.7), was die photogrammetrischen Auswertungen bestätigen (siehe Abbildung G.5). Bis ca. 95 kN bilden sich die Biegerisse in Feldmitte sichtbar aus und auch in den Schubfeldern beginnt eine entsprechende Biegerissentwicklung (siehe Abbildung F.8). Bei 120 kN ist im rechten Schubfeld bereits ein leichtes Abknicken der beiden äußersten Biegerisse in Richtung Lasteinleitung zu erkennen. Dieser Zustand stellt eine lokale Schädigung des Schubfeldes dar und hätte bei einem Balken ohne Bügelbewehrung als Grenzzustand gelten müssen.

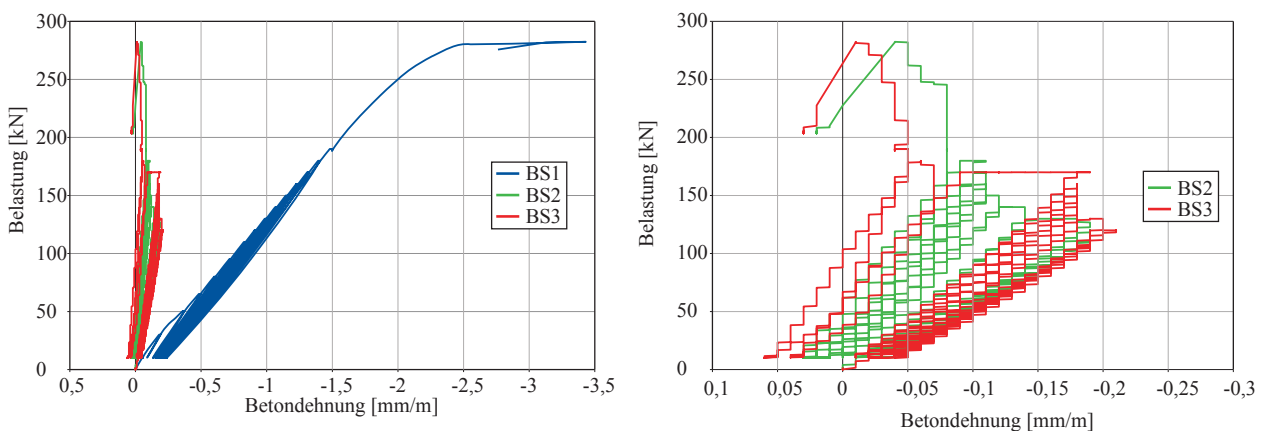


Abb. F.7.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Betonstauchungen Balkens BS02

Im linken Schubfeld entsteht zwischen 120 kN und 130 kN plötzlich ein schräger Riss durch das Abknicken des Biegerisses in Richtung Last und entlang der Längsbewehrung. Zu diesem Zeit-

punkt ist auch im rechten Schubfeld das Abknicken der Biegerisse deutlich sichtbar. Diese schräge Rissentwicklung beeinflusst auch den Lastabtrag im Balken, was aus dem veränderten Verlauf der Betonstauchungen BS 2 und BS 3 (siehe Abbildung F.7) und noch besser aus der Darstellung der inkrementellen Veränderung der Betonstauchung (siehe Abbildung G.7), aber auch an den plastischen Zuwächsen der Krümmungen in den Schubfeldern (siehe Abbildung G.7) zu erkennen ist.

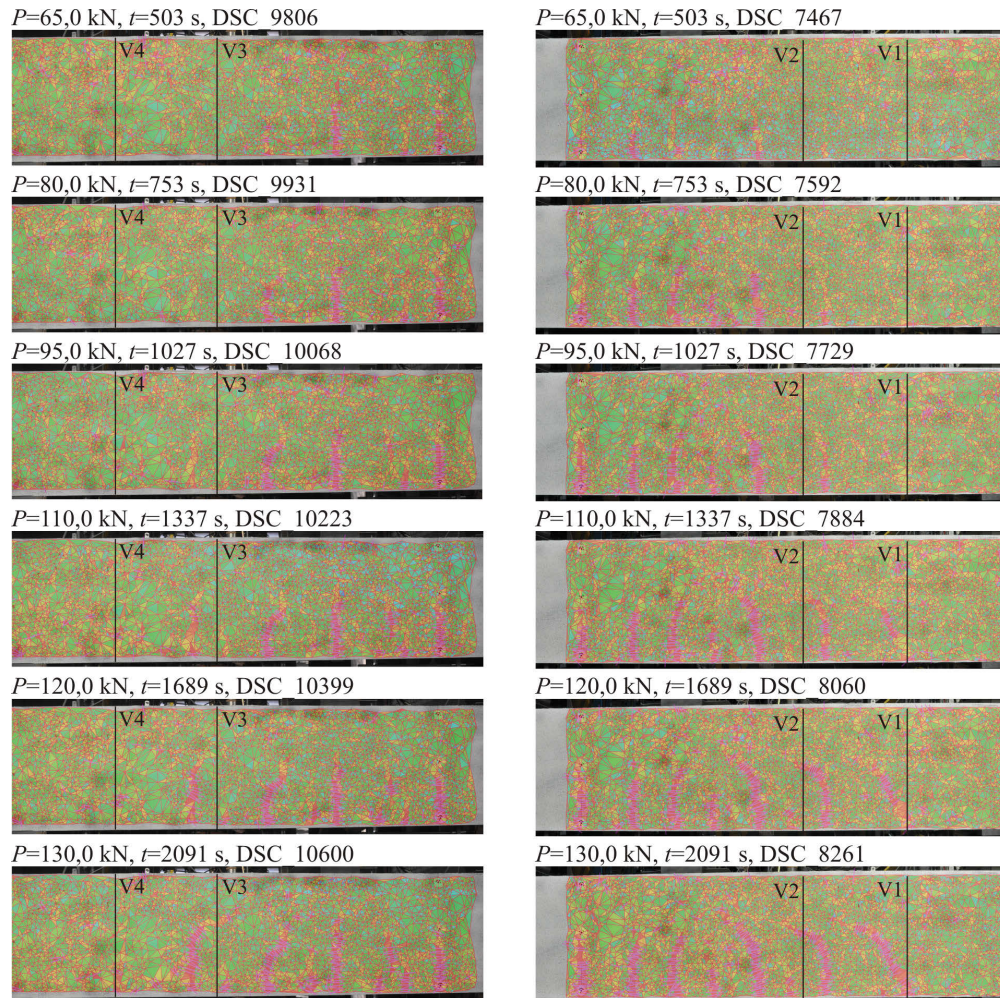


Abb. F.8.: Photogrammetrische Auswertung zur Entwicklung des Schrägrisses für BS02

Die Vertikaldehnungen zeigen die schräge Rissentwicklung an, sobald die Risse den Messbereich erreichen (siehe Abbildung F.6). V 1 zeigt bis 130 kN Druckstauchungen an, die mit Ausbildung des schrägen Risses schlagartig in Zugdehnungen wechseln. In den Laststufen ab 130 kN stoppt das Biegerisswachstum vollständig und es bildet sich nur bei 180 kN ein weiterer schräger Riss im linken Schubfeld. Die Verformungen werden vor allem über Rissöffnungen in den schrägen Rissen aufgenommen. Die Schrägrisse wachsen stetig weiter in Richtung Lasteinleitung und es bilden sich verstärkt Verdübelungsrisse (siehe Abbildungen G.6 und F.9). Die fachwerkartige Lastabtragung wird durch die Betondehnungsmessung über den Schubfeldern bestätigt, BS 2 und BS 3 zeigen deutliche Zugdehnungen an. Die SEA wurde aufgrund eines Fehlers erst bei 150 kN eingeschaltet, doch bestätigt sie die Ergebnisse der anderen Messverfahren. Der Verlauf des SE-Parameters Average-Frequency (siehe Abbildung G.8) zeigt, dass die SE-Aktivität vom Biegebereich in Richtung Auflager wandert und dort hohe SE-Signale an den Sensoren SE 2 und SE 8 detektiert werden. Die auch während den Entlastungen auftretenden Signale bei SE 2 und SE 8 sind auf die bereits stattfindenden Verbundlösung- und Reibungsvorgänge entlang der Längsbewehrung zurückzuführen.

ren. Das Versagen tritt schließlich bei 282 kN durch einen sekundären Betondruckzonenbruch ein. Kurz davor öffnet sich ein Biegeriss in Feldmitte und die Längsbewehrung beginnt zu fließen (siehe Abbildung G.7).

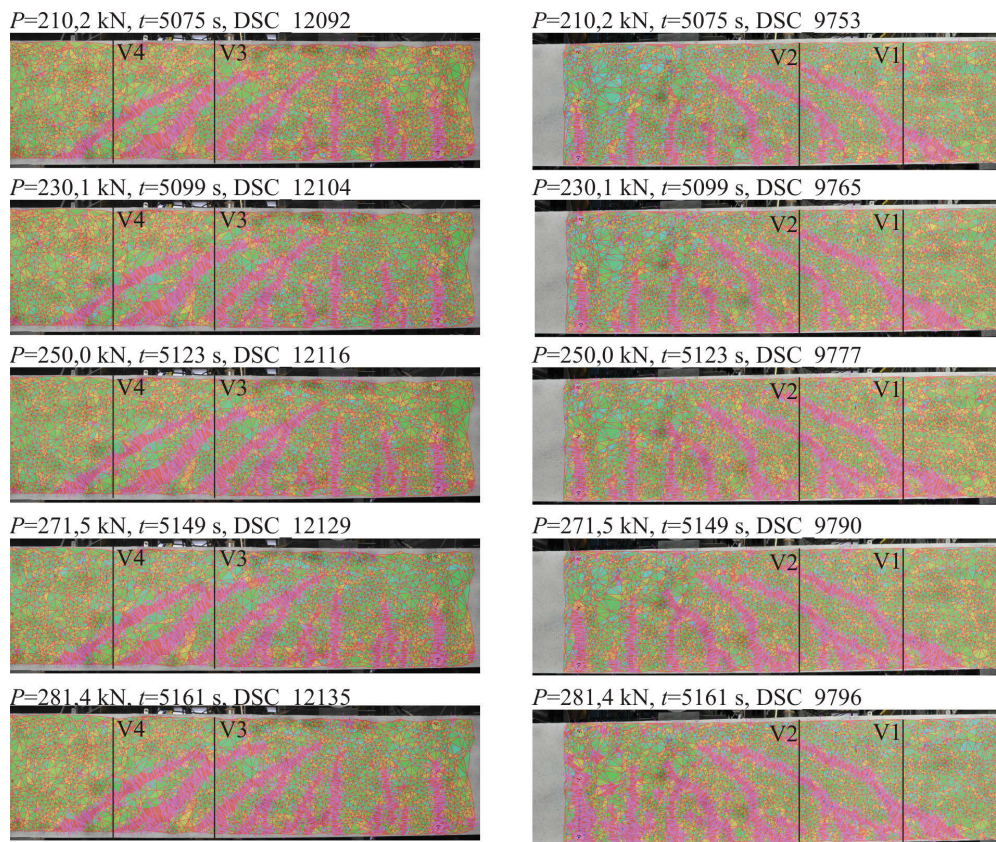


Abb. F.9.: Photogrammetrische Auswertung zur Entwicklung des Schrägrisses bis zum Bruch für BS02

F.3. Balken BS03

Der Balken BS03 mit einer Schubslankheit von $a/d = 3,5$ wurde bis 180 kN stufenweise be- und entlastet und anschließend wurde die Last kontinuierlich bis zum Bruch bei 241 kN gesteigert. Die Biegerissbildung trat bei ca. 34 kN ein, was durch den Steifigkeitsabfall in den Diagrammen der Mittendurchbiegungs-Belastung oder mittleren Krümmung-Belastung abgelesen werden kann (Abbildung G.10) und durch die photogrammetrische Auswertung (Abbildung G.9) bestätigt wird.

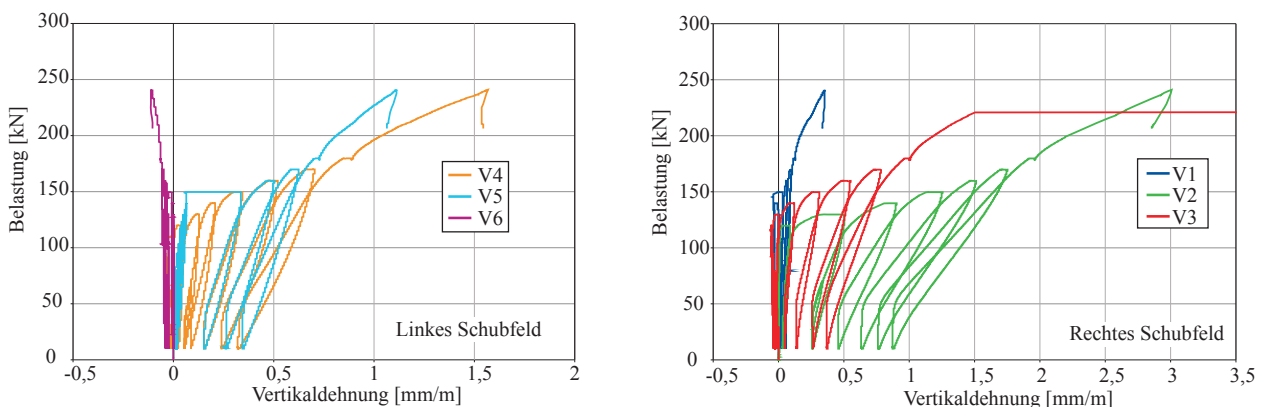


Abb. F.10.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Vertikaldehnungen im linken und rechten Schubfeld für BS03

Bei weiterer Laststeigerung wachsen die Biegerisse weiter in Richtung Druckzone und breiten sich auch in die Schubfelder aus. Ab ca. 65 kN sind im rechten Schubfeld erste schräge Rissentwicklungen detektierbar (siehe Abbildung F.11). Zwischen 95 kN und 110 kN wachsen im linken und rechten Schubfeld schräge Risse und Biegerisse zusammen, während die Biegerisse im Bereich der maximalen Momentenbeanspruchung nicht weiter nach oben wachsen. Die Versuchsgrenzlaster hätte bei einem Balken ohne Bügelbewehrung bei 95 kN detektiert werden müssen, da die Neigung und Höhe der Schrägrisse bereits eine lokale Schädigung darstellen. Aus den Photos ist ebenfalls zu erkennen, dass die Schrägrisse im rechten Schubfeld stärker ausgebildet sind als im linken, was auch in den Diagrammen der Vertikaldehnung erkennbar ist (siehe Abbildung F.10).

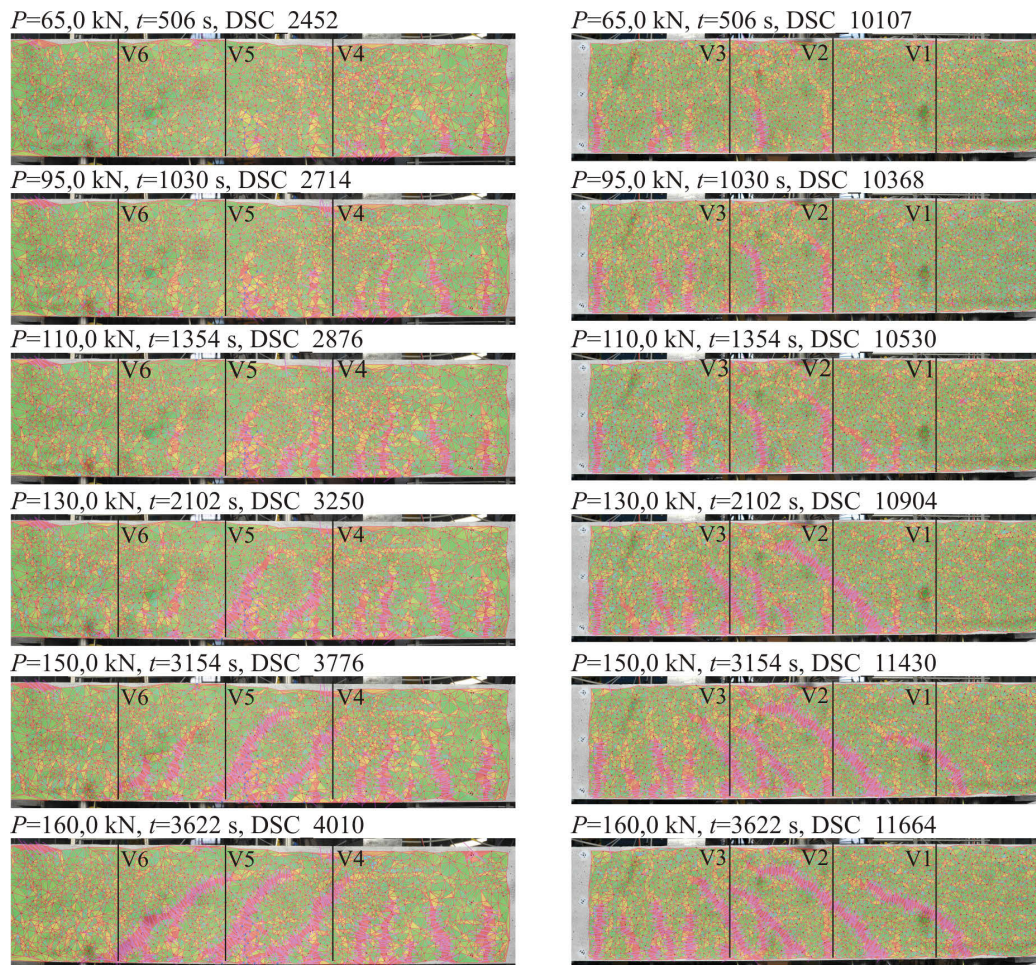


Abb. F.11.: Photogrammetrische Auswertung zur Entwicklung des Schrägrisses für BS03

Durch die Schrägrissbildung verändert sich ab ca. 110 bis 130 kN der Lastabtrag im Balken. Dies ist deutlich aus den Veränderungen des Verlaufes der Betondehnungen BS 2 und BS 3 erkennbar (siehe Abbildung F.12), die ab diesen Zeitpunkten rückläufig werden. Bei 140 kN bildet sich ein weiterer Schrägriss in Auflagernähe und im linken Schubfeld sind ab 150 bis 160 kN starke Zuwächse der schrägen Risse erkennbar. Auch zeigen sich in beiden Schubfeldern verstärkte Verbundrisse entlang der Längsbewehrung und das damit verbundene horizontale Wachstum der Schrägrisse in der Druckzone.

Die Auswertung der SEA bestätigt diese Entwicklung des Tragzustandes. Ab ca. 80 kN verschiebt sich die Signalaktivität vom Biegebereich in Richtung der Auflager und ab 170 kN werden die auflagernahen Sensoren SE 2 und SE 8 sehr aktiv, was auf die fortschreitende Verbundrissbildung

entlang der Längsbewehrung und die damit verbundene Aktivierung der Endverankerung zurückgeführt werden kann (siehe Abbildung G.11).

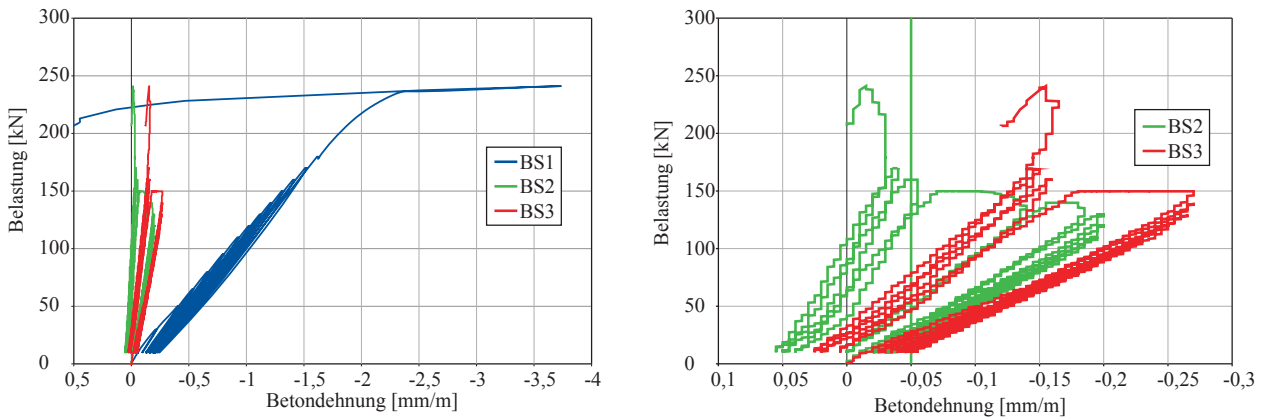


Abb. F.12.: Be- und Entlastungs-Verlauf der Betonstauchungen des Balkens BS03

Ab 180 kN hat sich im Balken ein stabiler Gleichgewichtszustand ausgebildet. Es findet nur noch geringe Rissneubildung bzw. -wachstum statt (siehe Abbildung F.13) und hauptsächlich die Verbundzone zur Längsbewehrung wird weiter von Rissen durchsetzt. Ab 235 kN verschiebt sich die Rissaktivität in Balkenmitte wo sich die Biegerisse öffnen und die Längsbewehrung zu fließen beginnt. Dies führt zu einer starken Beanspruchung der Betondruckzone und resultiert in deren Bruch bei 241 kN.

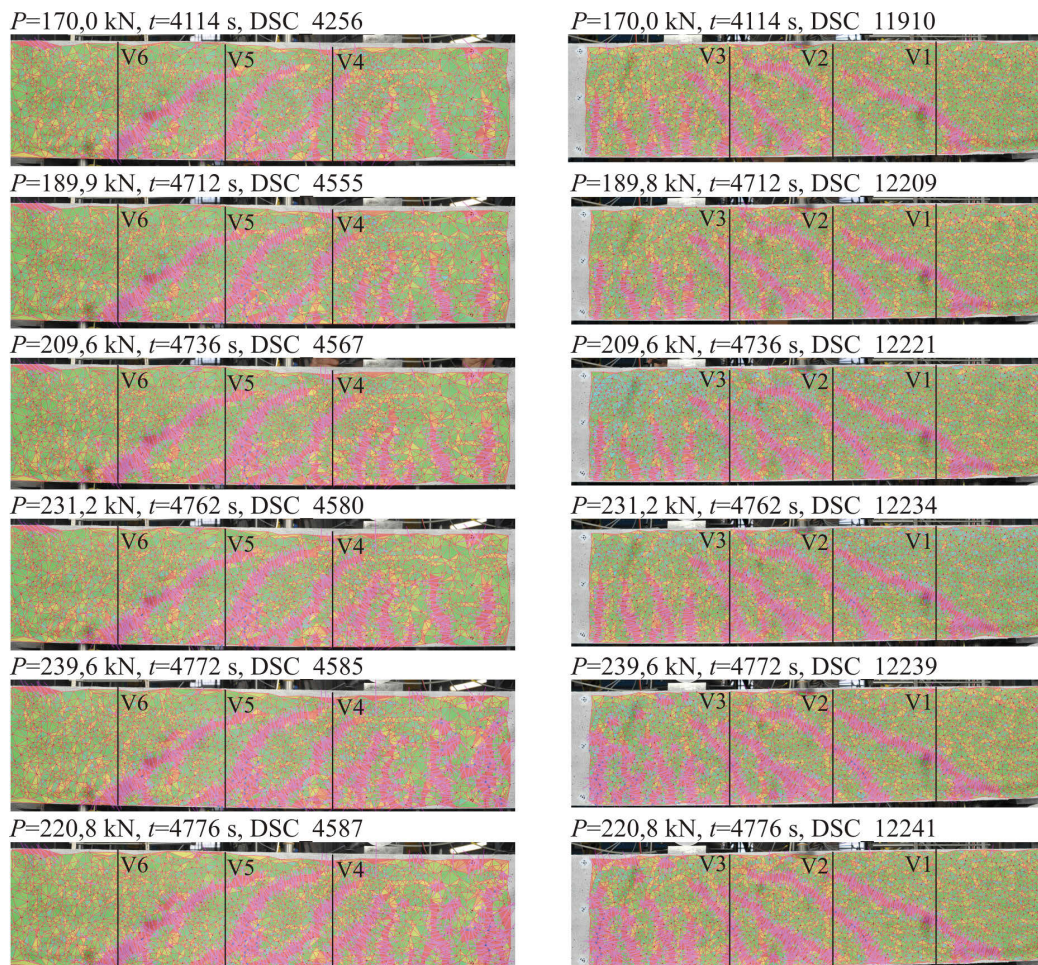
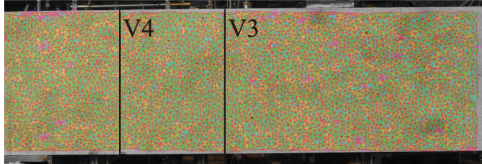


Abb. F.13.: Photogrammetrische Auswertung zur Entwicklung des Schrägrisses bis zum Bruch für BS03

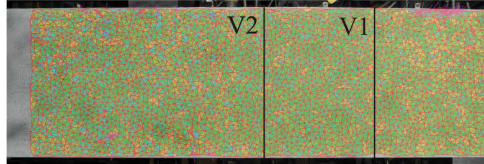
G. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BS

G.1. Balken BS01

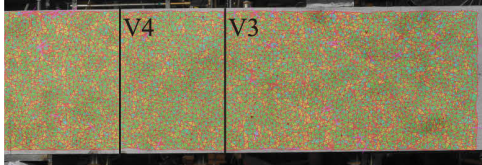
$P=30,0 \text{ kN}^{(\text{Ende})}$, $t=174 \text{ s}$, DSC 5463



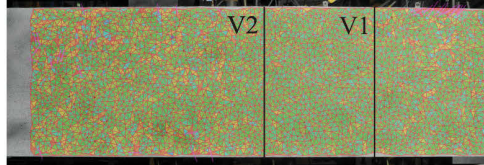
$P=30,0^{(\text{Ende})} \text{ kN}$, $t=174 \text{ s}$, DSC 3154



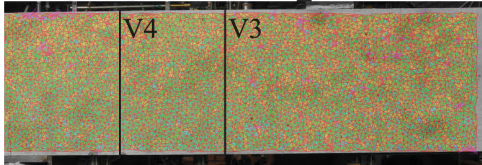
$P=31,5 \text{ kN}$, $t=284 \text{ s}$, DSC 5518



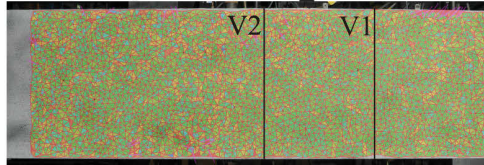
$P=31,5 \text{ kN}$, $t=284 \text{ s}$, DSC 3209



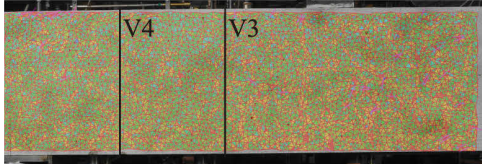
$P=36,4 \text{ kN}$, $t=290 \text{ s}$, DSC 5521



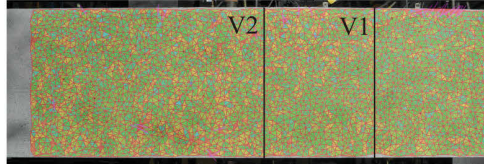
$P=36,4 \text{ kN}$, $t=290 \text{ s}$, DSC 3212



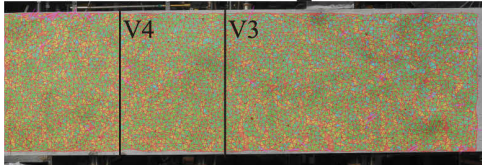
$P=41,4 \text{ kN}$, $t=296 \text{ s}$, DSC 5524



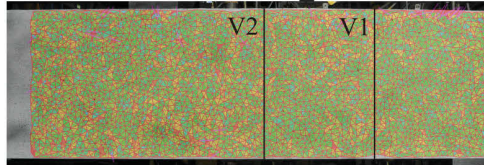
$P=41,4 \text{ kN}$, $t=296 \text{ s}$, DSC 3215



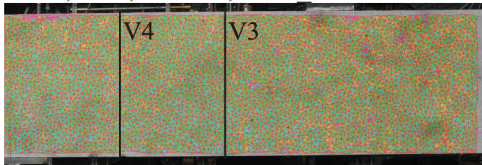
$P=46,4 \text{ kN}$, $t=302 \text{ s}$, DSC 5527



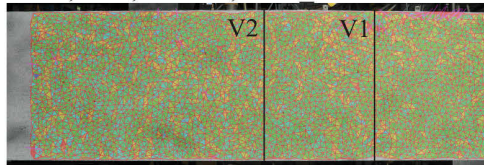
$P=46,4 \text{ kN}$, $t=302 \text{ s}$, DSC 3218



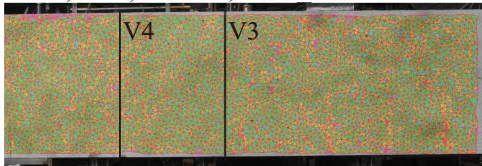
$P=50,0 \text{ kN}$, $t=308 \text{ s}$, DSC 5530



$P=50,0 \text{ kN}$, $t=308 \text{ s}$, DSC 3221



$P=50,0 \text{ kN}$, $t=366 \text{ s}$, DSC 5559



$P=50,0 \text{ kN}$, $t=366 \text{ s}$, DSC 3250

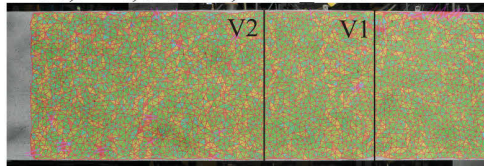
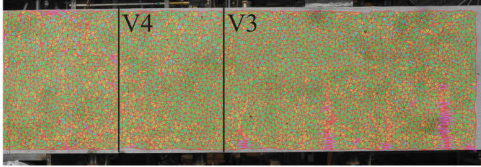
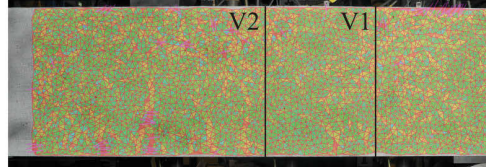


Abb. G.1.: Photogrammetrische Auswertung der Biegerissentwicklung von Balken BS01

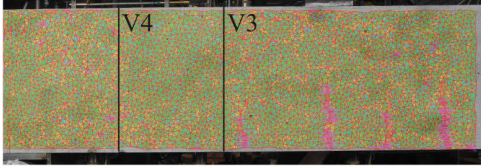
$P=65,0 \text{ kN}$, $t=541 \text{ s}$, DSC 5647



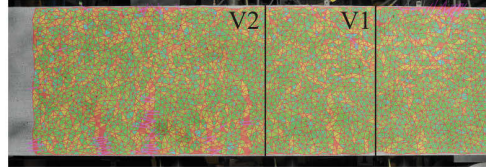
$P=65,0 \text{ kN}$, $t=541 \text{ s}$, DSC 3337



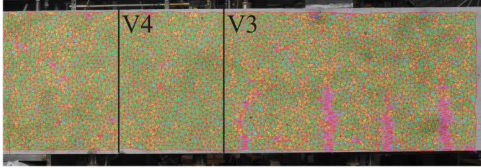
$P=80,0 \text{ kN}$, $t=811 \text{ s}$, DSC 5782



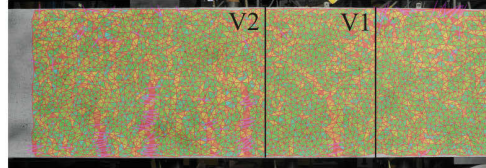
$P=80,0 \text{ kN}$, $t=811 \text{ s}$, DSC 3472



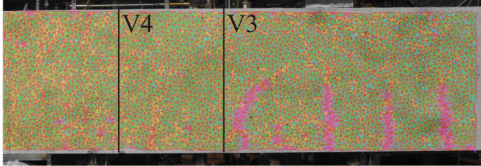
$P=95,0 \text{ kN}$, $t=1117 \text{ s}$, DSC 5935



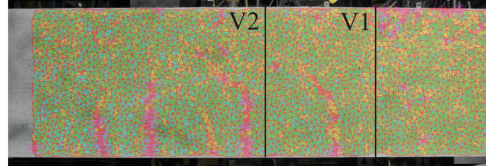
$P=95,0 \text{ kN}$, $t=1117 \text{ s}$, DSC 3625



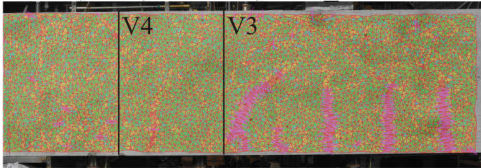
$P=110,0 \text{ kN}$, $t=1461 \text{ s}$, DSC 6107



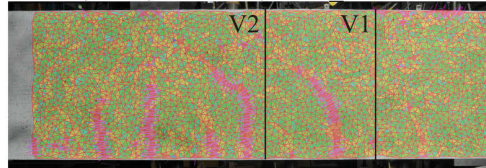
$P=110,0 \text{ kN}$, $t=1461 \text{ s}$, DSC 3797



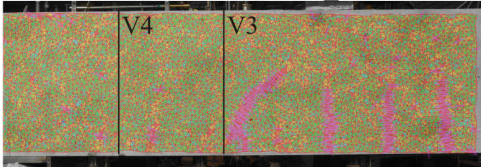
$P=120,0 \text{ kN}$, $t=2193 \text{ s}$, DSC 6473



$P=120,0 \text{ kN}$, $t=2193 \text{ s}$, DSC 4163



$P=130,0 \text{ kN}$, $t=3055 \text{ s}$, DSC 6904



$P=130,0 \text{ kN}$, $t=3055 \text{ s}$, DSC 4594

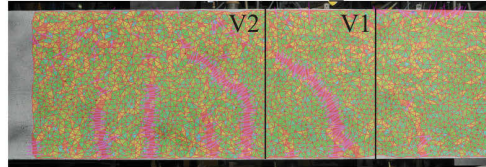


Abb. G.2.: Photogrammetrische Auswertung der Biege- und Schrägrissentwicklung von Balken BS01

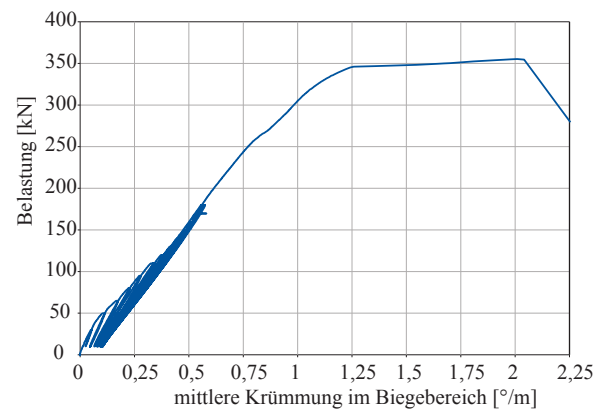
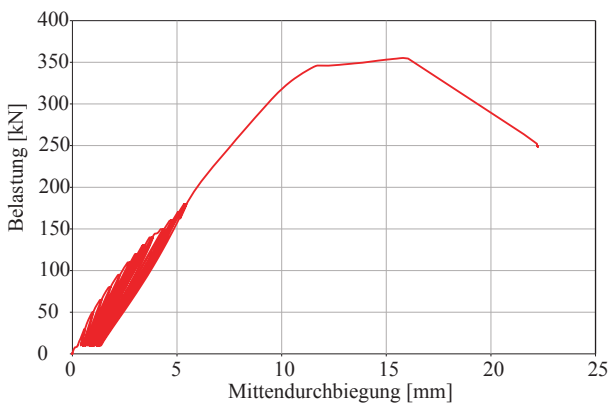


Abb. G.3.: Ergebnisse der Verformungsmessungen bei Balken BS01

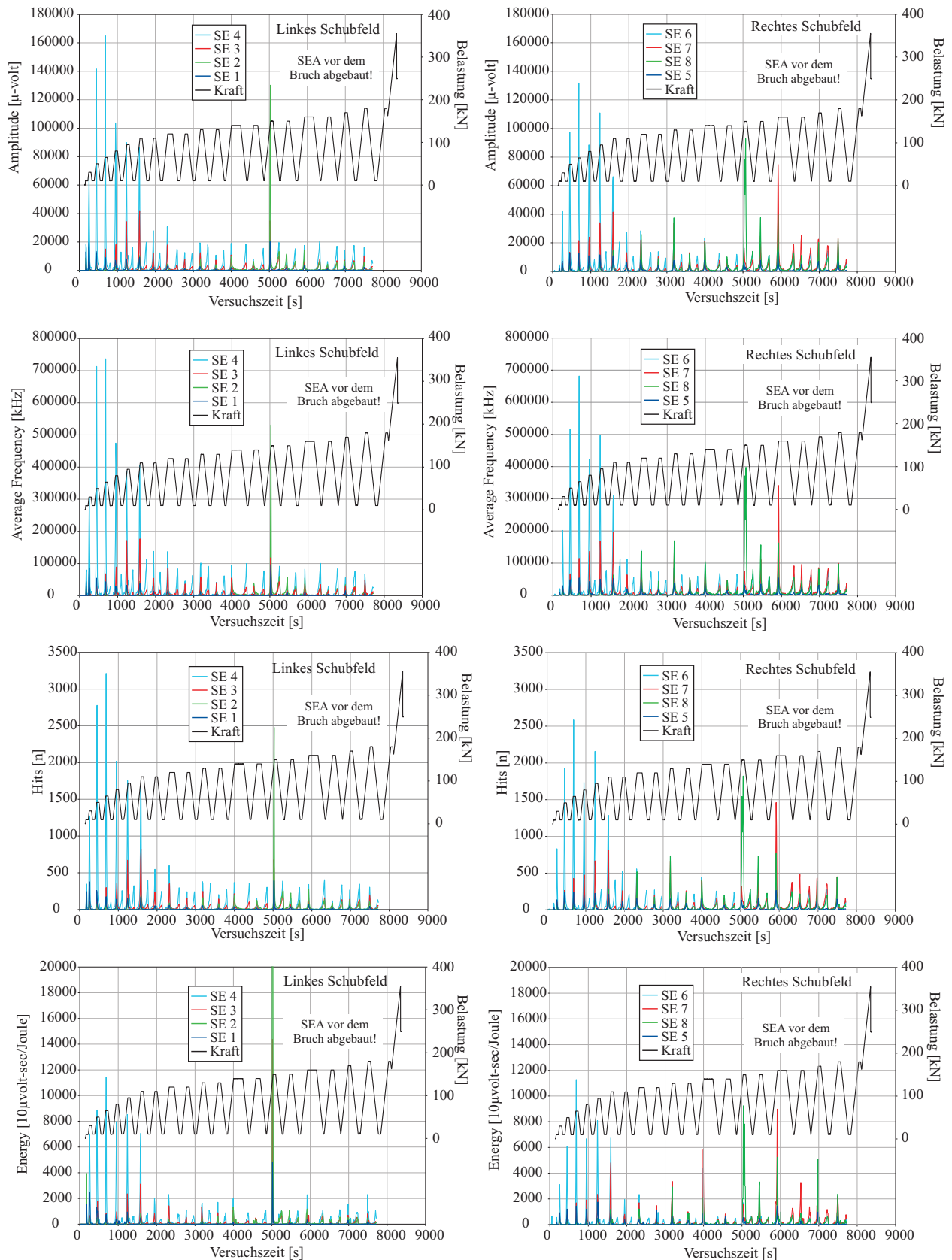
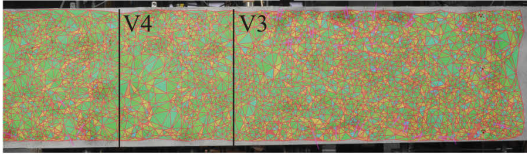


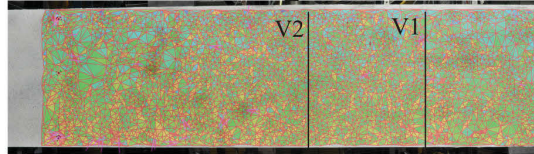
Abb. G.4.: Ergebnisse der SEA für Balken BS01

G.2. Balken BS02

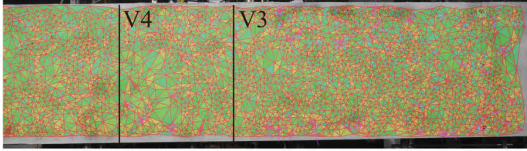
$P=30,0 \text{ kN}$, $t=107 \text{ s}$, DSC 9608



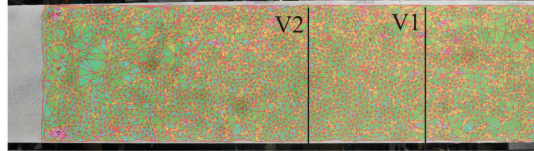
$P=30,0 \text{ kN}$, $t=107 \text{ s}$, DSC 7269



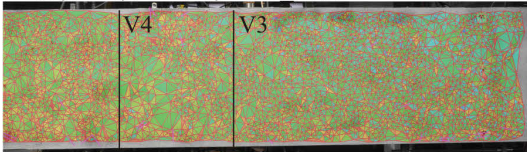
$P=30,3 \text{ kN}$, $t=243 \text{ s}$, DSC 9676



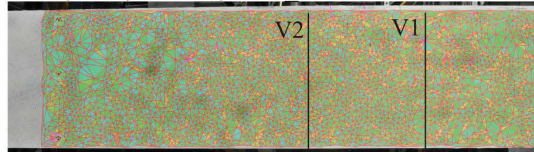
$P=30,3 \text{ kN}$, $t=243 \text{ s}$, DSC 7337



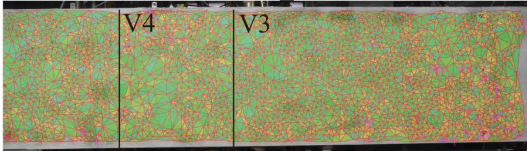
$P=35,3 \text{ kN}$, $t=249 \text{ s}$, DSC 9679



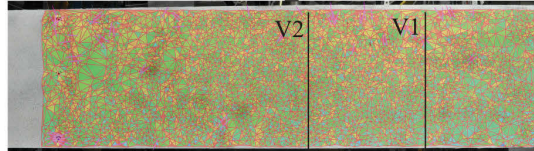
$P=35,3 \text{ kN}$, $t=249 \text{ s}$, DSC 7340



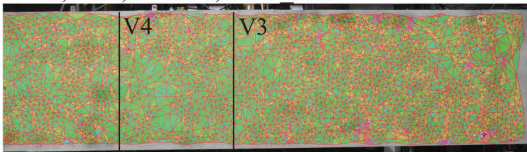
$P=40,3 \text{ kN}$, $t=255 \text{ s}$, DSC 9682



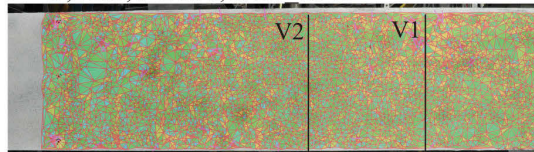
$P=40,3 \text{ kN}$, $t=255 \text{ s}$, DSC 7343



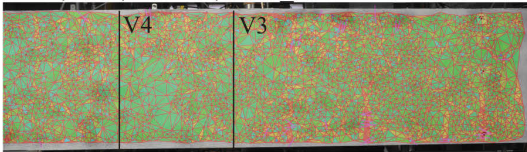
$P=45,2 \text{ kN}$, $t=261 \text{ s}$, DSC 9685



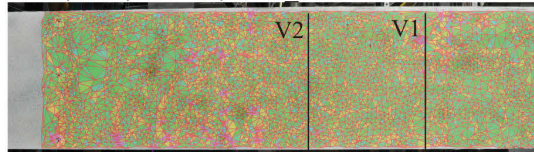
$P=45,2 \text{ kN}$, $t=261 \text{ s}$, DSC 7346



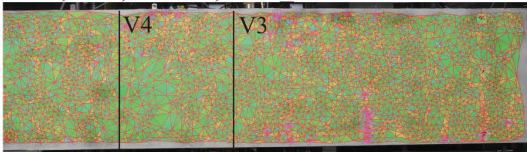
$P=50,0 \text{ kN}$, $t=267 \text{ s}$, DSC 9688



$P=50,0 \text{ kN}$, $t=267 \text{ s}$, DSC 7349



$P=50,0 \text{ kN}$, $t=327 \text{ s}$, DSC 9718



$P=50,0 \text{ kN}$, $t=327 \text{ s}$, DSC 7379

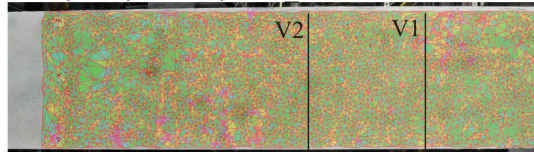


Abb. G.5.: Photogrammetrische Auswertung der Biegerissentwicklung von Balken BS02

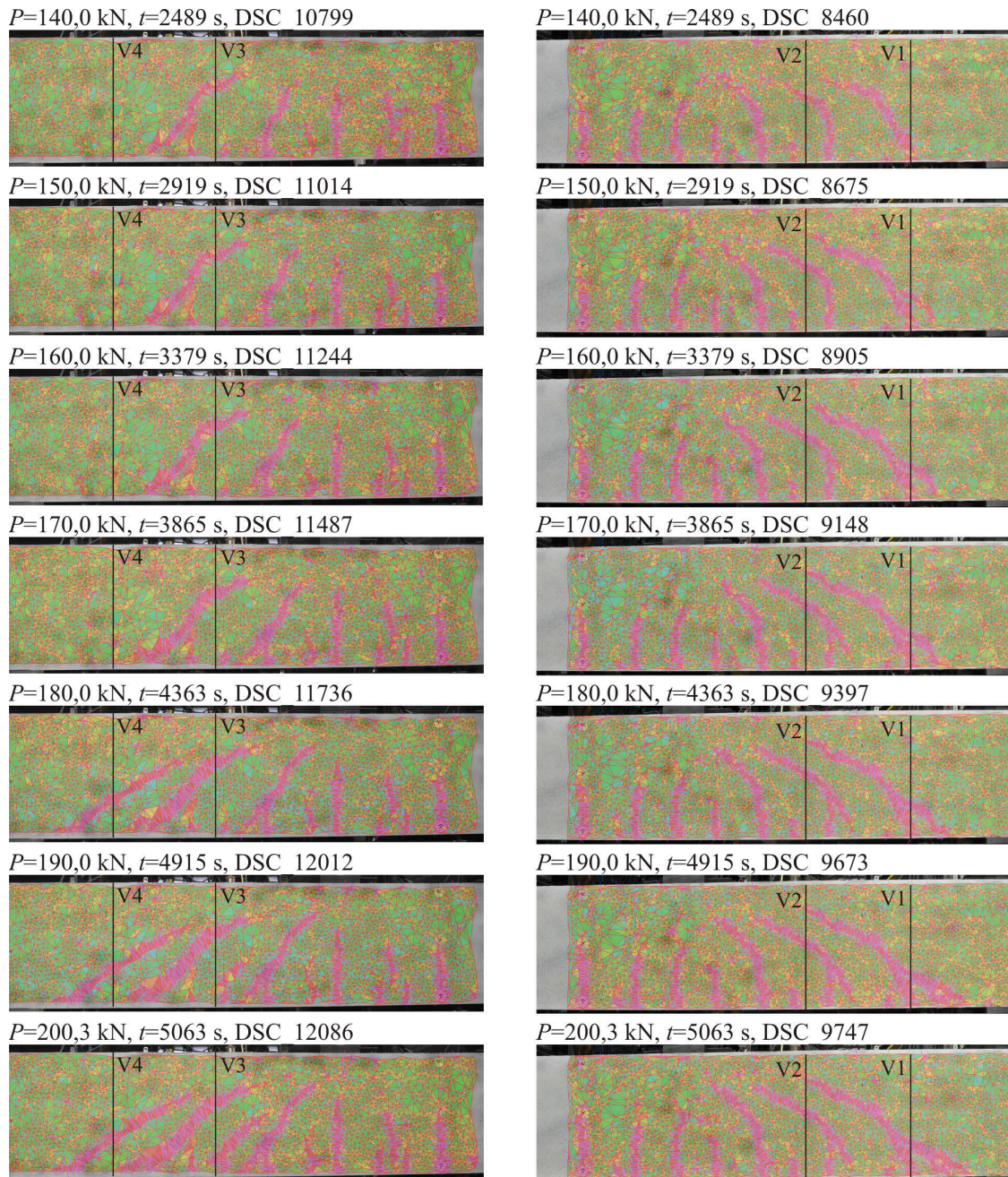


Abb. G.6.: Photogrammetrische Auswertung der Biege- und SchrÄgrissentwicklung von Balken BS02

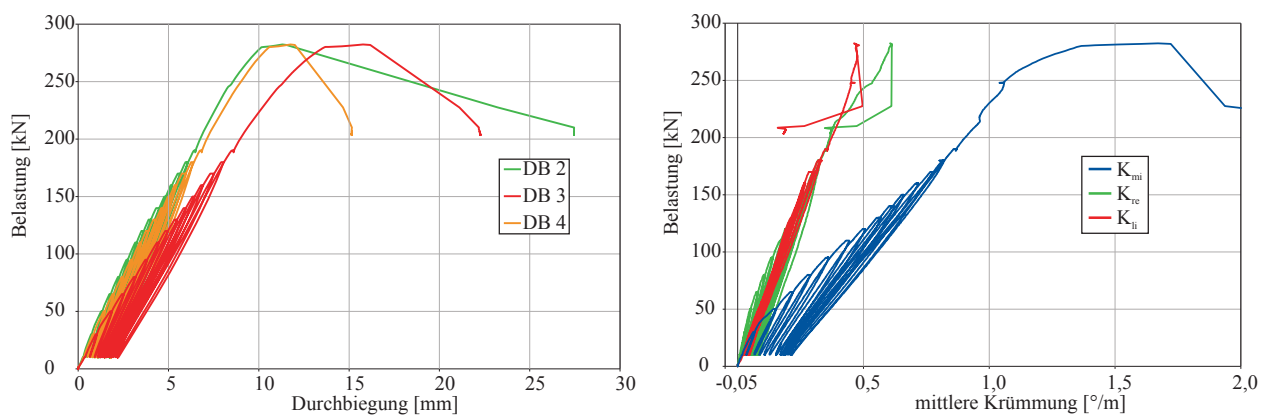


Abb. G.7.: Ergebnisse der Verformungsmessungen bei Balken BS02

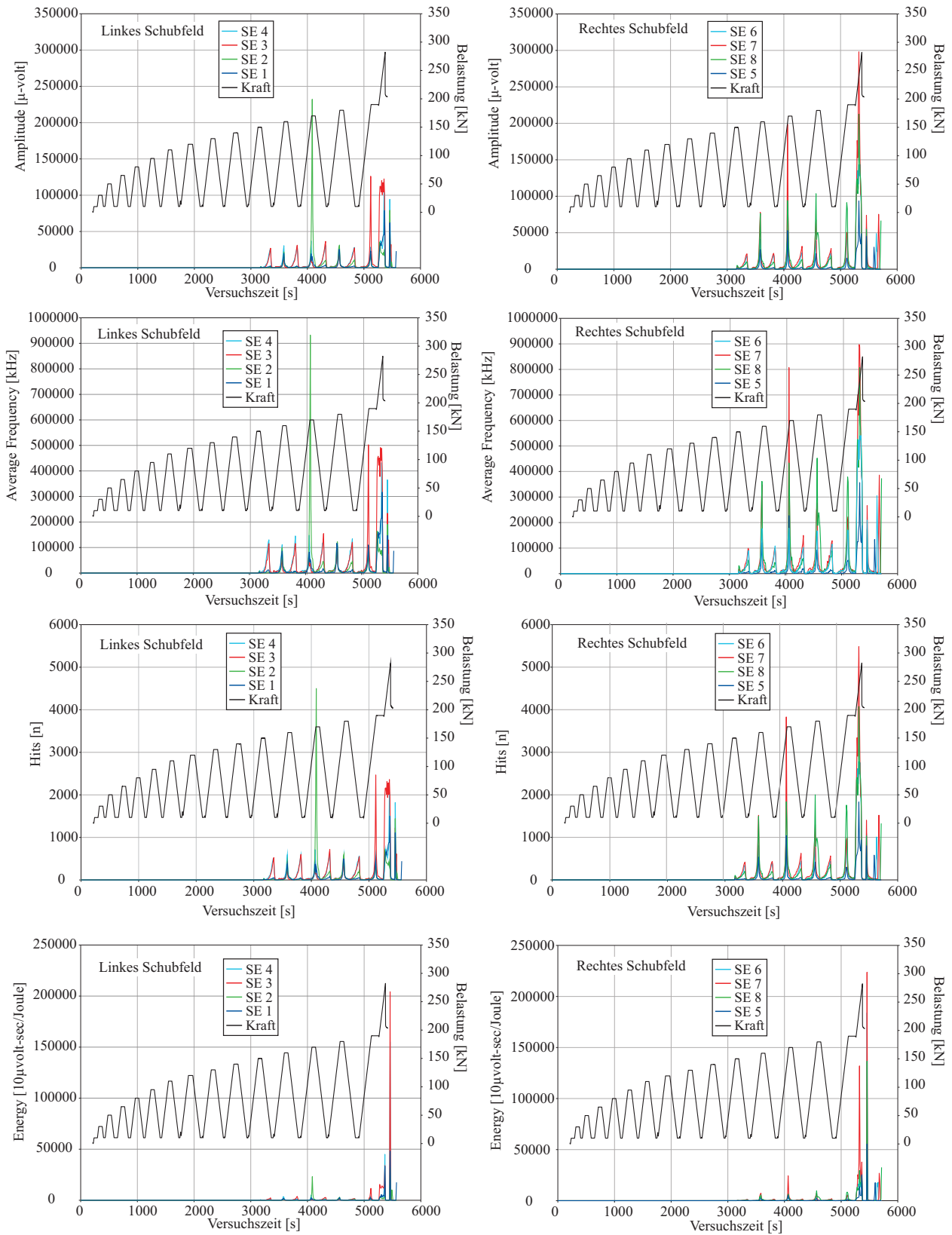
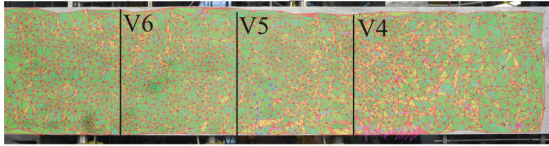


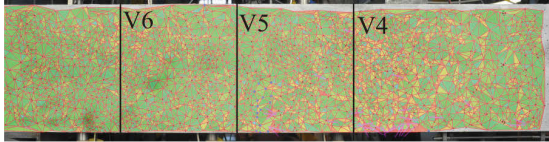
Abb. G.8.: Ergebnisse der SEA für Balken BS02

G.3. Balken BS03

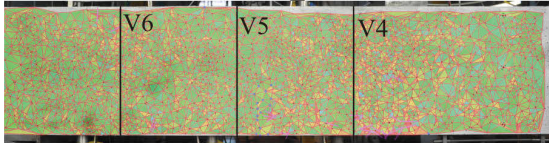
$P=30,0 \text{ kN}$, $t=114 \text{ s}$, DSC 2256



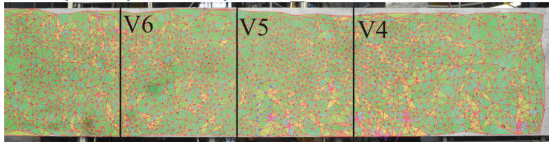
$P=31,0 \text{ kN}$, $t=282 \text{ s}$, DSC 2340



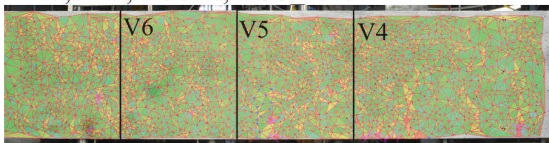
$P=35,9 \text{ kN}$, $t=288 \text{ s}$, DSC 2343



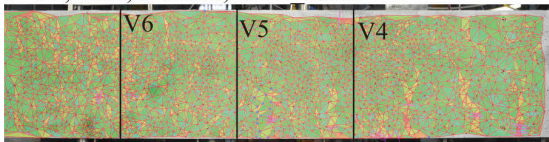
$P=40,9 \text{ kN}$, $t=294 \text{ s}$, DSC 2346



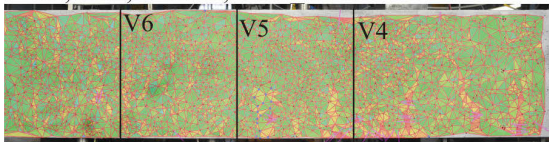
$P=45,8 \text{ kN}$, $t=300 \text{ s}$, DSC 2349



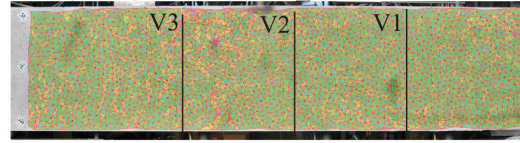
$P=50,0 \text{ kN}$, $t=306 \text{ s}$, DSC 2352



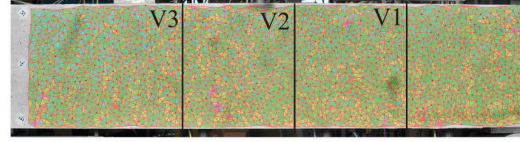
$P=50,0 \text{ kN}$, $t=364 \text{ s}$, DSC 2381



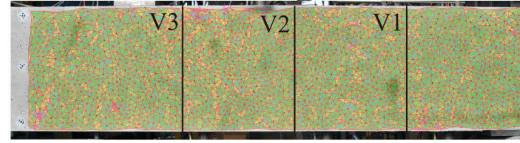
$P=30,0 \text{ kN}$, $t=114 \text{ s}$, DSC 9910



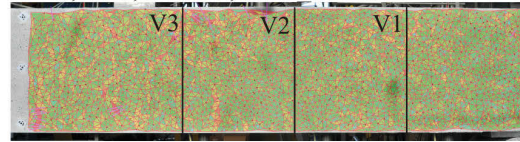
$P=31,0 \text{ kN}$, $t=282 \text{ s}$, DSC 9994



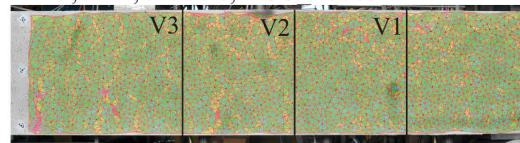
$P=35,9 \text{ kN}$, $t=288 \text{ s}$, DSC 9997



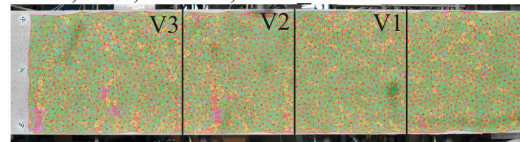
$P=40,9 \text{ kN}$, $t=294 \text{ s}$, DSC 10000



$P=45,8 \text{ kN}$, $t=300 \text{ s}$, DSC 10003



$P=50,0 \text{ kN}$, $t=306 \text{ s}$, DSC 10006



$P=50,0 \text{ kN}$, $t=364 \text{ s}$, DSC 10035

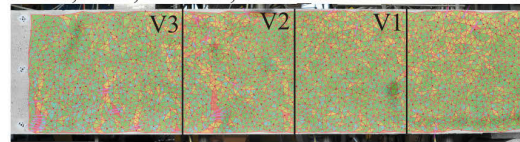


Abb. G.9.: Photogrammetrische Auswertung der Biegerissentwicklung von Balken BS03

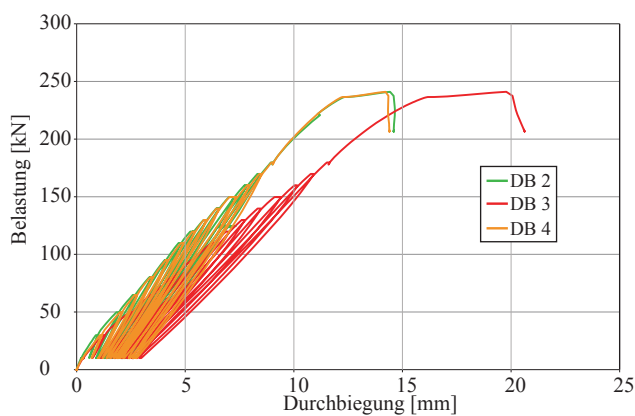


Abb. G.10.: Ergebnisse der Verformungsmessungen bei Balken BS03

G. Anhang Versuchsergebnisse Balkenserie BS

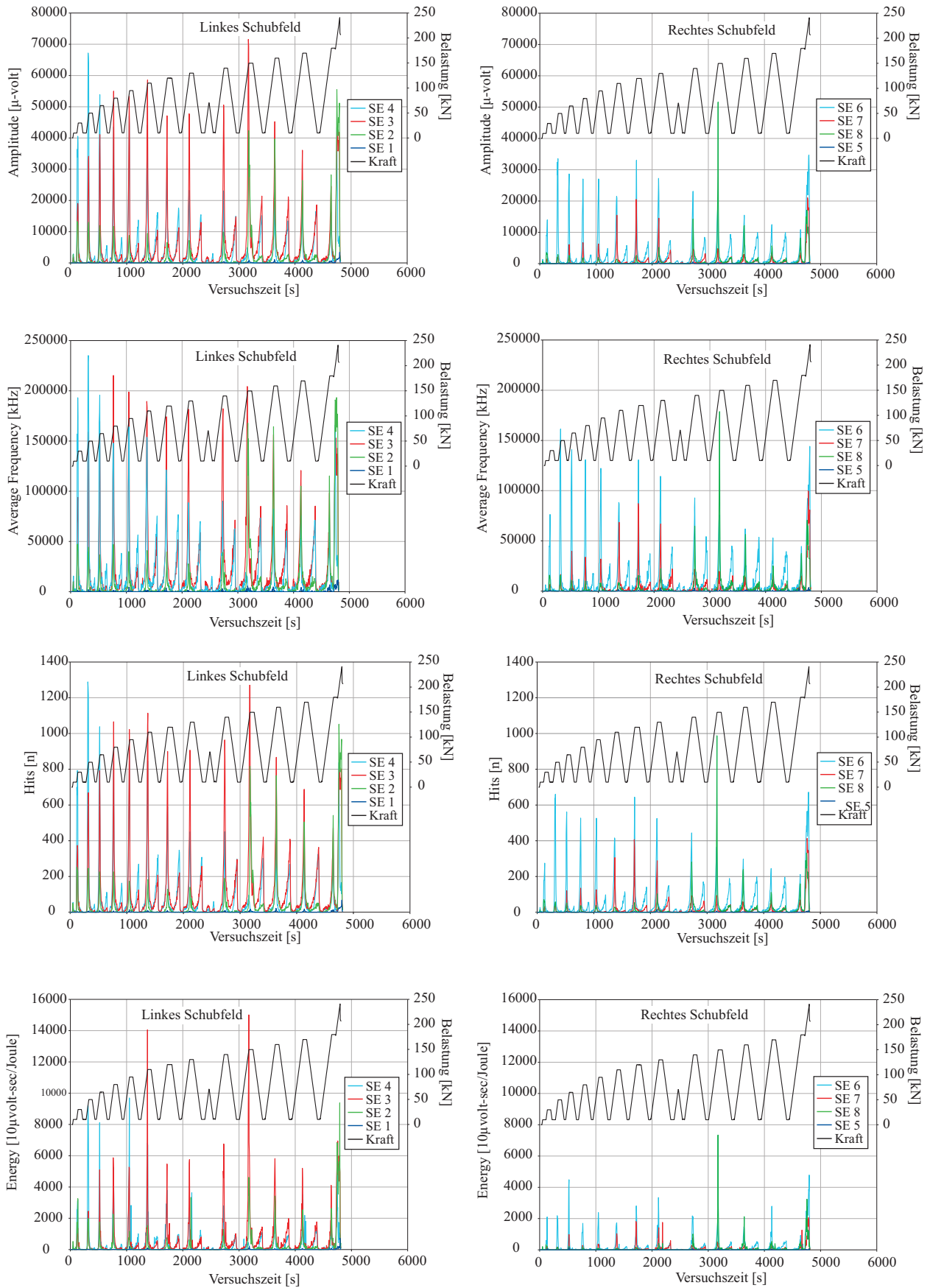


Abb. G.11.: Ergebnisse der SEA für Balken BS03